



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

FACULTAD DE INGENIERÍA, CIENCIAS FÍSICAS Y MATEMÁTICA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

**DISEÑO PRELIMINAR DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE
EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RÍO
PUCHUCHOA**

**TRABAJO DE GRADUACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO
DE INGENIERO CIVIL**

AUTOR:

RODRIGO NAPOLEÓN CASTILLO PÉREZ

TUTOR:

Dra. Ing. TERESA AYABACA CAZAR, Ph.D.

Quito - Ecuador

2013

DEDICATORIA

A Dios por haberme permitido llegar a esta instancia de mi vida superando todas las adversidades encontradas en el camino, a mi madre quien ha sido el pilar fundamental y apoyo incondicional, a mi padre que con sus consejos supo mostrarme el camino a seguir, a mi hermano por ser un ejemplo de perseverancia, a mi hermana por escucharme y acompañarme en el desarrollo de este proyecto de tesis, a mi abuelita ya que ella ha sido la inspiración para llegar a alcanzar mis metas sin desviarme de mis principios, a mi abuelito ya que a pesar de nuestra distancia física, siento que está conmigo siempre y aunque nos faltaron muchas cosas por vivir juntos, sé que este momento hubiera sido tan especial para él como lo es para mí.

AGRADECIMIENTOS

Al finalizar un trabajo tan arduo y lleno de dificultades como lo es el presente trabajo de tesis sería inevitable que me invada un muy humano egocentrismo que me lleva a concentrar la mayor parte del mérito en el aporte que he hecho sin embargo esto no hubiese sido posible sin la ayuda y guía de mi tutora de tesis Dra. Teresa Ayabaca quien con su apoyo, confianza en mi trabajo y su capacidad para guiar mis ideas ha sido un aporte invaluable en el desarrollo de esta tesis, debo destacar por encima de todo, su disponibilidad y paciencia que hizo que las dificultades encontradas me enriquecieran tanto a nivel científico como personal, quiero expresar también mis más sincero agradecimiento a todos mis profesores quienes con sus conocimientos impartidos en clase supieron formarme como un profesional ético.

AUTORIZACIÓN DE LA AUTORÍA INTELECTUAL

Yo, Castillo Pérez Rodrigo Napoleón, en calidad de autor de trabajo de investigación o tesis realizada sobre “Diseño Preliminar de la Superestructura de un Puente en Arco Atirantado Tipo Network sobre el río Puchuchoa”, por la presente autorizo a la UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR, hacer uso de todos los contenidos que me pertenecen o de parte de los que contiene esta obra, con fines estrictamente académicos o de investigación.

Los derechos de autor que me corresponden, con excepción de la presente autorización, seguirán vigentes a mi favor, de conformidad con lo establecido en los artículos 5, 6, 8, 19 y demás pertinentes de la Ley de Propiedad Intelectual y su Reglamento.

Quito 15 de Octubre del 2013



Rodrigo Napoleón Castillo Pérez

CI: 060400400-2

CERTIFICACION

En calidad de Tutora del Trabajo de Graduación:

**"DISEÑO PRELIMINAR DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN
PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE
EL RIO PUCHUCHOA" ,**

presentado y desarrollado por el señor RODRIGO NAPOLEON CASTILLO PEREZ, previo a la obtención del Título de Ingeniero Civil, considero que el proyecto reúne los requisitos necesarios.

En la ciudad de Quito, a los 14 días del mes de Octubre del 2013.



Dra. Ing. Teresa Ayabaca Cazar, Ph.D.

TUTORA

INFORME SOBRE LA CONCLUSIÓN DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

"DISEÑO PRELIMINAR DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RÍO PUCHUCHOA"

1. Antecedentes:

Con oficio FI-DCIC-2012-446 del 13 de agosto del 2012, el Director de la Carrera de Ingeniería Civil ordena a la suscrita que en calidad de TUTOR analice, dirija y oriente el trabajo de graduación titulado "*DISEÑO PRELIMINAR DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RIO PUCHUCHOA*" presentado por el Señor RODRIGO NAPOLEON CASTILLO PEREZ con el objeto de obtener el título de Ingeniero Civil y que emita un informe sobre la ejecución del mismo a su finalización.

2. Desarrollo del Trabajo de Graduación:

Para dar cumplimiento a lo ordenado se procedió a organizar la ejecución del trabajo y el graduando realizó bajo mi supervisión las siguientes actividades:

- Inició la recolección del material bibliográfico necesario para el desarrollo del Trabajo de Graduación, consistente en información relativa al estado del arte del diseño de puentes en arco atirantado tipo "network", así como de normas y más estándares para el diseño de puentes carrozables en general y de puentes de estructuras metálicas y de sección compuesta en especial.
- Recopiló y analizo los resultados de los estudios preliminares existentes con la finalidad de identificar la mejor alternativa para el diseño de un puente en el km 120+960 de la vía Baeza –Lagoagrio sobre el río Puchuchoa de la provincia de Sucumbíos.
- Desarrolló y fundamentó una propuesta para la construcción de un puente para ser emplazado en el sector establecido sobre el río Puchuchoa, en la forma novedosa de una superestructura constituida por arcos atirantados tipo "network".

- Efectuó el diseño de los principales elementos componentes de la superestructura del puente en arco atirantado tipo “network”, junto con el correspondiente análisis económico, que permitió a través de la determinación de volúmenes de obra y de los correspondientes precios unitarios, establecer una estimación muy cercana a la realidad sobre el costo de la construcción del puente en las condiciones nacionales.
- Paralelamente a la ejecución de las actividades anotadas, el graduando redactó la memoria del Trabajo de Graduación, la cual fue revisada y corregida no solamente desde el punto de vista del contenido, sino también del estilo y de la forma, cumpliendo en lo posible con las exigencias de la redacción académica.

3. CONCLUSION

Por lo anotado el trabajo presentado y desarrollado por el señor RODRIGO NAPOLEON CASTILLO PEREZ, a mi criterio cumple con los requisitos tanto de novedad, como de alcance y profundidad tecnológica propios de un Trabajo de Graduación previo a la obtención del título de Ingeniero Civil.

En la ciudad de Quito, a los 14 días del mes de Octubre del 2013.



Dra. Ing. Teresa Ayabaca Cazar, Ph.D.

TUTORA

PROFESORA PRINCIPAL



UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR
FACULTAD DE INGENIERIA, CIENCIAS FISICAS Y MATEMATICA
SECRETARIA

RESULTADO DEL TRABAJO DE GRADUACIÓN

CARRERA DE Ingeniería Civil

Quito, 29 Octubre 2013

Señor RODRIGO NAPOLEÓN CASTILLO PÉREZ

Tema: "DISEÑO PRELIMINAR DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE
EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RIO PUCHUCHDA"

CALIFICACIÓN:

TRIBUNAL	PROFESOR (A)	NOTA SOBRE VEINTE		FIRMA
		NUMERO	LETRAS	
PROFESOR TITULAR	ING. JORGE VASQUEZ	18	DIECIOCHO	
PROFESOR TITULAR	ING. MARCO AYABACA	18	DIECIOCHO	
PROMEDIO		18	Dieciocho	

Dra. Katheryne Carrión Valdivieso
SECRETARIA ABOGADA (E)

CONTENIDO

CAPITULO 1. INTRODUCCION.....	1
1.1. Antecedentes	1
1.2. Objetivos del trabajo de graduación	2
1.2.1. Objetivo general	2
1.2.2. Objetivos específicos.....	2
1.3. Importancia del diseño preliminar de un Puente en Arco Atirantado Tipo Network	2
 CAPITULO 2. PUENTES EN ARCO ATIRANTADO	 5
2.1. Historia de los puentes en arco	5
2.2. Puentes en Arco Atirantado.....	13
2.2.1. Puentes en arco atirantado tipo Loshe	13
2.2.2. Puentes en arco atirantado tipo Nielsen.....	14
2.2.3. Puentes en arco atirantado tipo Network o en red.....	15
 CAPITULO 3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DEL PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK	 23
3.1. Reglamento de diseño de puentes de carretera AASHTO LRFD	23
3.1.1. Consideraciones generales de la normativa AASHTO LRFD	23
3.1.2. Estados límite	33
3.1.3. Diseño de puentes por los estados Límite de la AASHTO	35
3.1.4. Cargas.....	40

3.1.5.	Diseño de tableros de hormigón armado para puentes....	74
3.1.6.	Diseño de puentes de estructura metálica	90
3.1.7.	Diseño de puentes de sección compuesta	103
3.2.	Recomendaciones para el diseño de Puentes en Arco Atirantado Tipo Network	111
3.2.1.	Elementos y materiales	111
3.2.2.	Arco y altura de la clave	113
3.2.3.	Perfiles de acero para el arco atirantado.....	114
3.2.4.	Tirantes, material, disposición y número	115
3.2.5.	Arriostramientos de los arcos	119
3.2.6.	Losa del tablero entre planos de arcos.....	120
3.2.7.	Ancho del tablero.....	121
3.2.8.	Vigas de borde	121
3.2.9.	Recomendaciones de conexiones.....	122
3.2.10.	Otras recomendaciones	127

CAPITULO 4.	ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO PRELIMINAR DEL PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RIO PUCHUCHOA.....	130
4.1.	Estudios geotécnico y geológico	130
4.2.	Estudio de impacto ambiental	132
4.3.	Estudio hidrológico	136
4.4.	Estudio de implantación	137

CAPITULO 5. DISEÑO PRELIMINAR DE UN PUENTE EN ARCO	
ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RIO	
PUCHUCHOA	138
5.1.	Prediseño 138
5.1.1.	Datos iniciales 138
5.1.2.	Planta 139
5.1.3.	Sección transversal 142
5.1.4.	Elevación..... 145
5.2.	Diseño preliminar definitivo 164
5.2.1.	Cargas solicitantes 164
5.2.2.	Estados límite de diseño y combinaciones de cargas 171
5.2.3.	Diseño de las protecciones laterales peatonales 179
5.2.4.	Diseño de las protecciones laterales vehiculares 190
5.2.5.	Diseño de los tirantes 202
5.2.6.	Diseño del arco..... 204
5.2.7.	Diseño de los arriostramientos 212
5.2.8.	Diseño del tablero..... 215
5.2.9.	Diseño de las aceras 227
5.2.10.	Diseño de las vigas de borde 229
5.2.11.	Diseño de los aparatos de apoyo 252
5.3.	Método constructivo 272
 CAPITULO 6. ANALISIS ECONOMICO	 278
6.1.	Metodología de análisis..... 278
6.2.	Cálculo de cantidades de obra 281

6.3.	Análisis de precios unitarios	285
6.4.	Presupuesto	297
CAPITULO 7.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	300
7.1.	Conclusiones	300
7.2.	Recomendaciones.....	306
BIBLIOGRAFIA.....		308
ANEXOS.....		318

LISTA DE FIGURAS

Fig 2.1.	Arco Egipcio - Arco en volado	5
Fig 2.2.	Arco Egipcio - Arco tipo dovela	6
Fig 2.3.	Arco Etrusco-Cloaca Máxima	6
Fig 2.4.	Arco Romano- Puente Narni	7
Fig 2.5.	Arco Romano- Acueducto Pont Du Gard	7
Fig 2.6.	Arco de la edad Media - Antiguo Puente de Londres	8
Fig 2.7.	Arco de la Edad Media - Arco ojival	8
Fig 2.8.	Arco de la Edad Media- Pont d'Avignon	9
Fig 2.9.	Arco del Renacimiento - Arco Elíptico	9
Fig 2.10.	Arcos del periodo Moderno-Puente de la Concordia (París)	10
Fig 2.11.	Arcos del periodo Moderno- Puente sobre el Severn en Coalbrookdale	10
Fig 2.12.	Arcos del periodo Moderno- Puente Eads	11
Fig 2.13.	Arco de Hormigón armado-Puente Rocky Creek (California)	12
Fig 2.14.	Arco presforzado - Viaducto del Narón (España)	13
Fig 2.15.	Puente tipo Loshe-Puente Blythe (Inglaterra)	14
Fig 2.16.	Arco Atirantado tipo Nielsen-Puente Beneckeallee (Alemania)	15
Fig 2.17.	Arcos Actuales- Puente en Arco Atirantado Tipo Network (República Checa)	15
Fig 2.18.	Elementos estructurales Puente en Arco Atirantado Tipo Network	16

Fig 2.19.	Esquema del perfil de arco recomendado y excentricidad a evitar en la sujeción del tirante	18
Fig 2.20.	Cruce de Tirantes	20
Fig 3.1.	Camión de diseño	42
Fig 3.2.	Carga de Oruga	43
Fig 3.3.	Carga uniformemente distribuida	43
Fig 3.4.	Estado de cargas aplicadas	43
Fig 3.5.	Estado de cargas aplicadas	44
Fig 3.6.	Estado de cargas aplicadas	44
Fig 3.7.	Estado de cargas aplicadas	45
Fig 3.8.	Posición de máxima excentricidad normal	45
Fig 3.9.	Posición de máxima excentricidad accidental	46
Fig 3.10.	Área de contacto de la rueda del vehículo estándar	47
Fig 3.11.	Fuerza de frenado	52
Fig 3.12.	Fuerza centrífuga	53
Fig 3.13.	Fuerza de fricción	53
Fig 3.14.	Esquema de aplicación de las fuerzas	54
Fig 3.15.	Carga de viento sobre vehículos	55
Fig 3.16.	Presión de viento en la superestructura	56
Fig 3.17.	Dilatación lineal	59
Fig 3.18.	Deformación por gradiente de temperatura	60
Fig 3.19.	Puente de simplemente apoyado	68
Fig 3.20.	Vano articulado	68
Fig 3.21.	Vanos intermedios	68
Fig 3.22.	Angulo de esviajamiento	69

Fig 3.23.	Armadura en tableros esviados	76
Fig 3.24.	Losa y vigas de hormigón (monolíticas)	80
Fig 3.25.	Sección compuesta	81
Fig 3.26.	Vigas espaciadas en forma desigual	81
Fig 3.27.	Puente losa	83
Fig 3.28.	Puente de vigas y losa	84
Fig 3.29.	Voladizo longitudinal	86
Fig 3.30.	Voladizo transversal	86
Fig 3.31.	Losa con armadura en una dirección	87
Fig 3.32.	Losa con armadura en las dos direcciones	87
Fig 3.33.	Puentes arco atirantado tipo Network “Bolstadstraumen” (Noruega)	112
Fig 3.34.	Luz y clave del Arco	113
Fig 3.35.	Ejemplo del uso de dos radios	113
Fig 3.36.	Perfiles tubulares	114
Fig 3.37.	Vigas tipo IN	115
Fig 3.38.	Ubicación de los perfiles de los arcos	115
Fig 3.39.	Esquema de disposición de tirantes	116
Fig 3.40.	Número de tirantes (n) en función de la luz del arco (s) .	117
Fig 3.41.	Angulo de inclinación de los tirantes (α°)	118
Fig 3.42.	Tipos de arriostramientos	119
Fig 3.43.	Planta puente en Arco Atirantado Tipo Network	120
Fig 3.44.	Espesor de losa en función de la distancia entre arcos	120
Fig 3.45.	Viga de borde	122
Fig 3.46.	Conexión Arco-Arco	123

Fig 3.47.	Conexión Arco- Tablero de hormigón	124
Fig 3.48.	Conexión Arco – Tirantes	124
Fig 3.49.	Conexión Tirantes – Tablero de hormigón	125
Fig 3.50.	Conexión entre Tirantes	126
Fig 3.51.	Conexión Arco – Arriostramientos	126
Fig 3.1.	Aparato de Apoyo Fijo tipo caja	127
Fig 3.2.	Aparato de Apoyo móvil de Neopreno	127
Fig 4.1.	Sitio de implantación del puente sobre el río Puchuchoa	137
Fig 5.1.	Luz, ancho total del puente y distancia entre arcos.....	141
Fig 5.2.	Corte A-A.....	141
Fig 5.3.	Determinación del espesor de losa	142
Fig 5.4.	Sección transversal protecciones laterales vehiculares	143
Fig 5.5.	Disposición de tramos continuos.....	144
Fig 5.6.	Sección transversal protecciones laterales peatonales A- A	144
Fig 5.7.	Secciones transversales de postes y pasamanos metálicos	145
Fig 5.8.	Prediseño de la sección transversal.....	145
Fig 5.9.	Perfil estructural del arco.....	146
Fig 5.10.	Configuración geométrica del arco.....	147
Fig 5.11.	Elementos de los arriostramientos superiores entre arcos tipo zig-zag	148
Fig 5.12.	Sección transversal	148
Fig 5.13.	Sección transversal de los travesaños	151
Fig 5.14.	Sección transversal de las diagonales	151

Fig 5.15.	Sección transversal de las diagonales	153
Fig 5.16.	Plano formado por el travesaño y la diagonal	154
Fig 5.17.	Longitud de arco correspondiente a la longitud entre travesaños.....	155
Fig 5.18.	Coordenadas de los arriostramientos.....	157
Fig 5.19.	Tirantes	158
Fig 5.20.	Detalle de los cables utilizados en los tirantes	158
Fig 5.21.	Abaco para determinación del número de tirantes	159
Fig 5.22.	Abaco para determinación del ángulo de inclinación de los tirantes	160
Fig 5.23.	Disposición de los tirantes.....	162
Fig 5.24.	Cargas en pasamanos	165
Fig 5.25.	Carga concentrada en postes	165
Fig 5.26.	Reacciones en las protecciones peatonales	168
Fig 5.27.	Geometría protecciones laterales peatonales	168
Fig 5.28.	Modelo iteración 1	179
Fig 5.29.	Esquema de carga distribuida en pasamanos	180
Fig 5.30.	Esquema de cargas puntuales en pasamanos	181
Fig 5.31.	Esquema de cargas puntuales en postes	181
Fig 5.32.	Detalle gráfico de diseño modelo 1	182
Fig 5.33.	Modelo iteración 2	184
Fig 5.34.	Esquema de carga distribuida en pasamanos	185
Fig 5.35.	Esquema de cargas puntuales en pasamanos	186
Fig 5.36.	Esquema de cargas puntuales en postes	186
Fig 5.37.	Límites de esbeltez	188

Fig 5.38.	Detalle gráfico de diseño del modelo de la iteración 2 ..	188
Fig 5.39.	Protecciones laterales vehiculares definitivas	189
Fig 5.40.	Secciones protecciones laterales definitivas	190
Fig 5.41.	Sección transversal protección lateral vehicular.....	190
Fig 5.42.	Esquema de armado protecciones laterales vehiculares	191
Fig 5.43.	Esquema de ubicación del refuerzo	195
Fig 5.44.	Esquema de ubicación del refuerzo	196
Fig 5.45.	Tirante de máxima sollicitación T-3	203
Fig 5.46.	Elemento A-59 en el extremo derecho del arco derecho	211
Fig 5.47.	Sección transversal final del perfil del arco	211
Fig 5.48.	Límites de esbeltez en elementos tubulares	212
Fig 5.49.	Sección transversal final de los travesaños.....	213
Fig 5.50.	Sección transversal final de las diagonales.....	215
Fig 5.51.	Momentos transversales M22	217
Fig 5.52.	Esquema de la sección transversal sometida a momento positivo	217
Fig 5.53.	Momentos transversales M22	219
Fig 5.54.	Esquema de la sección transversal sometida a momento negativo	220
Fig 5.55.	Momentos longitudinales M11	222
Fig 5.56.	Esquema de la sección transversal sometida a momento positivo	222
Fig 5.57.	Momentos longitudinales M11	224
Fig 5.58.	Esquema de la sección transversal sometida a momento negativo	225
Fig 5.59.	Demanda de acero longitudinal superior As_L^-	227

Fig 5.60.	Demanda de acero longitudinal inferior As_L^+	227
Fig 5.61.	Demanda de acero transversal superior As^-	228
Fig 5.62.	Demanda de acero transversal inferior As^+	228
Fig 5.63.	Vigas de borde	229
Fig 5.64.	Sección transversal de la viga de borde del lado derecho sometida a momento positivo	229
Fig 5.65.	Diagrama de momentos de flexión en el estado Límite de resistencia 1 a lo largo de la viga de borde del lado derecho	230
Fig 5.66.	Momento debido al peso propio de la viga	230
Fig 5.67.	Sección sometida a momento negativo.....	235
Fig 5.68.	Momento producido por la carga viva	239
Fig 5.69.	Cortantes producidos por carga muerta	244
Fig 5.70.	Cortantes producidos por carga viva	244
Fig 5.71.	Momentos por carga muerta	245
Fig 5.72.	Momentos producidos por carga viva	246
Fig 5.73.	Esfuerzos en el extremo derecho de la viga	248
Fig 5.74.	Aparato de apoyo Móvil.....	252
Fig 5.75.	Aparato de apoyo fijo.....	253
Fig 5.76.	Esquema de la carga de frenado	253
Fig 5.77.	Esquema de la fuerza de rozamiento	254
Fig 5.78.	Esquema en elevación del aparato de apoyo fijo	257
Fig 5.79.	Esquema en planta del aparato de apoyo fijo	257
Fig 5.80.	Dimensiones en elevación del aparato de apoyo fijo tipo caja en [mm] cuyo neopreno interior tiene una dureza grado 60, $G=0,95$ MPa y $\sigma_{max} = 25$ MPa	262

Fig 5.81.	Dimensiones en planta del aparato de apoyo fijo tipo caja en [mm] cuyo neopreno interior tiene una dureza grado 60, $G=0,95$ MPa y $\sigma_{max} = 25$ MPa 262
Fig 5.82.	Elevación aparato de apoyo móvil..... 263
Fig 5.83.	Planta aparato de apoyo móvil 263
Fig 5.84.	Deformación unitaria del neopreno por compresión 267
Fig 5.85.	Dimensiones en elevación del aparato de apoyo móvil.. 271
Fig 5.86.	Dimensiones en planta del aparato de apoyo móvil 272
Fig 5.87.	Encofrado inferior tipo cimbra 273
Fig 5.88.	Tiempos de curado 274
Fig 5.89.	Encofrado para arcos tipo cimbra 275
Fig 6.1.	Cimbra inferior (plano xy) 281
Fig 6.2.	Planta del puente..... 282
Fig 6.3.	Cimbra superior (plano xy) 282
Fig 6.4.	Viga de borde 283
Fig 6.5.	Aceras 283
Fig 6.6.	Protecciones laterales vehiculares 284
Fig 6.7.	Planta del puente..... 284

LISTA DE TABLAS

Tabla 3.1.	Coeficientes de resistencia	36
Tabla 3.2.	Factores de modificación de carga	37
Tabla 3.3.	Factores de modificación de carga	37
Tabla 3.4.	Factores de carga	38
Tabla 3.5.	Factores de carga permanente	39
Tabla 3.6.	Cargas que actúan en la superestructura	40
Tabla 3.7.	Cargas que actúan en la infraestructura	41
Tabla 3.8.	Peso específico	42
Tabla 3.9.	Factor por vías cargadas simultáneamente	48
Tabla 3.10.	Coeficiente de fracción de tráfico	49
Tabla 3.11.	Factor de impacto	50
Tabla 3.12.	Fuerzas mínimas que deben resistir las protecciones laterales vehiculares según su clasificación	54
Tabla 3.13.	Temperaturas de diseño	59
Tabla 3.14.	Clasificación según la importancia	62
Tabla 3.15.	Clasificación de los puentes según la estructura	62
Tabla 3.16.	Coeficiente de aceleración, riesgo y zona sísmica	62
Tabla 3.17.	Coeficiente de suelo	63
Tabla 3.18.	Coeficiente de modificación de respuesta sísmica	65
Tabla 3.19.	Longitud mínima de asiento	68
Tabla 3.20.	Métodos de análisis de efectos sísmicos según el tipo de puente	69
Tabla 3.21.	Franjas interiores	85

Tabla 3.22.	Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural según su forma, resistencia y espesor	92
Tabla 3.23.	Coeficiente de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial	102
Tabla 3.24.	Esbeltez de placa de arcos	102
Tabla 3.25.	Constantes para columnas compuestas	105
Tabla 4.1.	Datos geológicos y geotécnicos margen derecho	130
Tabla 4.2.	Datos geológicos y geotécnicos margen izquierdo	131
Tabla 4.3.	Resumen parámetros de diseño del estudio geológico y geotécnico	131
Tabla 5.1.	Datos iniciales para el prediseño.....	139
Tabla 5.2.	Coordenadas de los tirantes.....	164
Tabla 5.3.	Peso propio de los elementos estructurales.....	167
Tabla 5.4.	Propiedades modelo 1.....	180
Tabla 5.5.	Resumen de los esquemas de cargas modelo de la iteración 1	182
Tabla 5.6.	Detalle de diseño del modelo de la iteración 1	183
Tabla 5.7.	Propiedades modelo 2.....	185
Tabla 5.8.	Cargas modelo 2	187
Tabla 5.9.	Detalle de diseño del modelo de la iteración 2	189
Tabla 5.10.	Máxima fuerza axial tirantes arco izquierdo	202
Tabla 5.11.	Máxima fuerza axial tirantes arco derecho	202
Tabla 5.12.	Elemento del arco más solicitado	211
Tabla 5.13.	Resumen de diseño de los travesaños.....	212
Tabla 5.14.	Resumen de diseño de las diagonales.....	214

Tabla 5.15.	Esfuerzos existentes en la sección sometida a momento positivo en la viga de borde.....	232
Tabla 5.16.	Esfuerzos existentes en la sección transversal sometida a momento negativo de la viga de borde.....	236
Tabla 5.17.	Tangente en el extremo de la viga	249
Tabla 5.18.	Coeficientes de rozamiento	255
Tabla 5.19.	Resumen de las características del aparato de apoyo móvil	271
Tabla 6.1.	Precio unitario Aparato de apoyo fijo.....	285
Tabla 6.2.	Precio unitario Aparato de apoyo móvil	285
Tabla 6.3.	Precio unitario Aparato cimbra inferior metálica	286
Tabla 6.4.	Precio unitario tablero de madera para encofrado	286
Tabla 6.5.	Precio unitario acero de refuerzo en vigas de borde	287
Tabla 6.6.	Precio unitario acero de refuerzo en tablero.....	287
Tabla 6.7.	Precio unitario acero de refuerzo en aceras.....	288
Tabla 6.8.	Precio unitario acero de refuerzo en protecciones laterales vehiculares.....	288
Tabla 6.9.	Precio unitario encofrado de vigas de borde	289
Tabla 6.10.	Precio unitario hormigón en vigas de borde	289
Tabla 6.11.	Precio unitario cables de presfuerzo	290
Tabla 6.12.	Precio unitario cimbra metálica para construcción de arcos.....	290
Tabla 6.13.	Precio unitario acero estructural en arcos	291
Tabla 6.14.	Precio unitario tirantes.....	291
Tabla 6.15.	Precio unitario acero estructural en travesaños	292
Tabla 6.16.	Precio unitario acero estructural en diagonales.....	292

Tabla 6.17.	Precio unitario hormigón en tablero.....	293
Tabla 6.18.	Precio unitario encofrado de aceras.....	293
Tabla 6.19.	Precio unitario hormigón en aceras.....	294
Tabla 6.20.	Precio unitario encofrado en protecciones laterales vehiculares	294
Tabla 6.21.	Precio unitario hormigón en protecciones laterales vehiculares	295
Tabla 6.22.	Precio unitario acero estructural en postes	295
Tabla 6.23.	Precio unitario acero estructural en pasamanos	296
Tabla 6.24.	Precio unitario capa de rodadura.....	296
Tabla 6.25.	Precio unitario juntas de expansión.....	297
Tabla 6.26.	Presupuesto de la superestructura del puente en Arco Atirantado tipo Network sobre el río Puchuchoa.....	298

RESUMEN

“DISEÑO PRELIMINAR DE LA SUPERESTRUCTURA DE UN PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RÍO PUCHUCHOA”

En este trabajo de graduación se presenta el diseño preliminar de la superestructura de un Puente en Arco Atirantado tipo Network a implantarse en el km 120+949,89 de la vía Baeza Lago Agrio sobre el río Puchuchoa, Provincia de Sucumbíos.

Se describe el diseño de los componentes más importantes de la superestructura como arcos atirantados y sus arriostramientos transversales, tirantes, tablero, vigas de borde, protecciones laterales vehiculares y peatonales aplicando los criterios de los estados límite según las especificaciones estadounidenses para el diseño de puentes de carretera (AASHTO-LRFD) y las recomendaciones establecidas por diferentes investigadores, el diseño de algunos de los elementos secundarios y ciertos detalles constructivos se dejan para una etapa posterior cuando se realice el diseño definitivo.

Se realiza una estimación del costo de la construcción del puente a base de los elementos diseñados y se concluye que el diseño de puentes en Arco Atirantado tipo Network es conveniente para puentes de luces de 85 m.

Se anexan los estudios preliminares y los planos de construcción de los principales elementos de la superestructura del puente.

DESCRIPTORES:

PUENTES DE CARRETERA / PUENTES EN ARCO / ARCOS ATIRANTADOS / ARCOS NETWORK / RÍO PUCHUCHOA / PROVINCIA DE SUCUMBÍOS / AASTHO-LRFD /

ABSTRACT

“PRELIMINARY DESIGN OF SUPERSTRUCTURE OF A NETWORK BOWSTRING ARCH BRIDGE OVER PUCHUCHOA RIVER”

In this graduation paper, the superstructure of a Network Bowstring Arch Bridge Preliminary Design is brought out in order to be implanted in the 120+949,89 Km in the Baeza - Lagoagrio road over the Puchuchoa river, Sucumbíos province.

The design about the most important components of the superstructure is described, like network arches and their transversal bracings, hangers, concrete slab, edge beams, railings for vehicles and pedestrians applying the limit states criteria according to the U.S. specifications for the road's bridges design (AASHTO-LRFD) and the recommendations established by various investigators, the design of some secondary elements and some constructive details are left for a posterior stage when the definitive design will have been made.

A budget estimation about the construction cost of the bridge based in the designed elements is made, concluding that the design of Network Arch Bridges is appropriate for bridges with lane of 85 m.

Preliminary studies and the construction drawings of the principal elements of the superstructure of the bridge are appended.

DESCRIPTORS:

ROAD BRIDGES/ ARCH BRIDGES / BOWSTRING ARCHES /
NETWORK ARCHES/ PUCHUCHOA RIVER / SUCUMBÍOS PROVINCE /
AASHTO-LRFD /

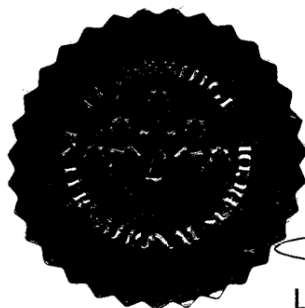
Quito 28 de octubre de 2013

CERTIFICADO

A quien interese:

A petición verbal del señor CASTILLO PÉREZ RODRIGO NAPOLEÓN portador de la C.I. 060400400-2, me permito certificar que realicé la traducción del resumen del proyecto de Graduación – “Diseño preliminar de la superestructura de un puente en Arco Atirantado tipo Network sobre el río Puchuchoa”, adjunto Diploma otorgado por la Universidad de Michigan, el cual valida mi suficiencia en el idioma extranjero.

Es todo cuanto puedo informar en honor a la verdad, el señor RODRIGO CASTILLO puede hacer uso del presente certificado.



Atentamente



Lic. Rocío Torres Pacheco

THE UNIVERSITY OF MICHIGAN

ENGLISH LANGUAGE INSTITUTE

Ann Arbor, Michigan - United States of America



Certificate of Proficiency in English

This is to certify that

ROCIO TORRES PACHECO

successfully passed the examination for the Certificate of Proficiency in English as a second or foreign language

on February 7, 2003, in Quito, Ecuador



Mary Sue Clemons
President

Lisa A. Tedesco
Secretary

Liane Larsen-Huffman
Director, English Language Institute

Mary Clemons
English Proficiency Certification

CAPITULO 1. INTRODUCCION

1.1. Antecedentes

Las características estructurales de los puentes definen variables tales como diseño, costos, estética, sistema constructivo, eficiencia estructural entre otros. De tal manera que el innovar en alternativas de diseño diferentes a las comúnmente empleadas en nuestro medio forma parte del desarrollo de nuestra ingeniería de puentes estableciendo nuevos criterios de diseño que podrían ser utilizadas en determinadas situaciones.

Es conocido que las estructuras de una población indican su nivel de desarrollo intelectual, tecnológico y como las estructuras de puentes son una parte importante de estas es que se despierta el interés por incursionar en las nuevas y modernas tendencias que se van adoptando como lo es el diseño preliminar de Puentes en Arco Atirantado tipo Network.

Este tipo de puente ha sido estudiado ampliamente por el Dr. Per Tveit [1] quien ha dedicado gran parte de su vida a demostrar las ventajas y utilidades, estableciendo nuevos criterios de diseño que buscan una mejor distribución de los esfuerzos y uso de los materiales en los diferentes elementos estructurales además de lograr que la estructura se complemente armónicamente con el entorno natural [1].

El Ecuador en la actualidad está esforzándose intensamente con la finalidad de igualar en el menor tiempo posible el nivel de desarrollo de los países vecinos y por tanto es ahora cuando los estudiantes de Ingeniería Civil debemos tratar de entender estudios como los mencionados anteriormente y procurar llegar un poco más allá en la aplicación de los conocimientos para lograr el diseño de las obras de infraestructura física que el país necesita estableciendo precedentes que servirán para el desarrollo intelectual y perfeccionamiento de un proceso

racional que nos lleve coherentemente a realizar por ejemplo en el caso de puentes diseños más económicos y funcionales en la localidad que lo requiera.

1.2. Objetivos del trabajo de graduación

Objetivo general

- Diseño preliminar de la superestructura de un Puente en Arco Atirantado Tipo Network sobre el río Puchuchoa,
- Cumplir con uno de los requisitos previos a la obtención del título de Ingeniero Civil.

Objetivos específicos

- Establecer un proceso de diseño preliminar coherente para puentes en Arco tipo Network,
- Obtener los planos de construcción de la superestructura del puente sobre el río Puchuchoa,
- Determinar el costo de construcción de la superestructura del puente.

1.3. Importancia del diseño preliminar de un Puente en Arco Atirantado Tipo Network

Conocida es ya la importancia en si misma de los puentes en general pero en cuanto a diseño y comportamiento estructural, las distintas estructuras tienen sus diferencias, las mismas que se ven reflejadas en diversos elementos que actúan bajo diferentes magnitudes de solicitaciones.

En cuanto a los puentes en arco Tipo Network podemos aprovechar varias de las ventajas descubiertas en este tipo de estructura cuyos elementos están sometidos principalmente a esfuerzos axiales, situación que reduce sustancialmente los esfuerzos de flexión debido a la conformación de una red de péndolas, las mismas que simultáneamente se suspenden desde un arco y sostienen el tablero, logrando de esta manera una reducción en las dimensiones de los diferentes elementos

estructurales del puente introduciendo así una economía significativa en el proyecto [1].

Otra de las principales características a parte de la esbeltez de sus elementos consiste en la combinación de diversos materiales como el hormigón armado y el acero estructural que proporciona a la estructura del puente una gran belleza que realza el entorno del sitio de implantación [1].

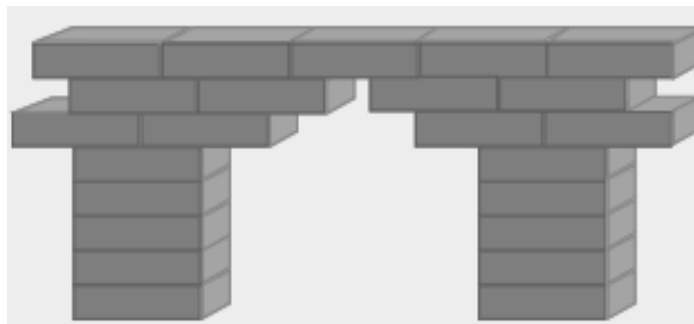
Los puentes en Arco Atirantado tipo Network tienen una serie de estudios [1,2,5,14] que respaldan su eficiencia al ser diseñados para medianas y pequeñas longitudes, lo cual los convierte en la solución más adecuada para muchos lugares de nuestro territorio nacional que podrían requerir del diseño de un puente para poder dar continuidad a la red vial que todavía se encuentra en desarrollo, esta es la razón por la cual es conveniente conocer los criterios y procedimientos de diseño de este tipo de estructuras.

El diseño y construcción frecuente de este tipo de puentes en el Ecuador podrían impulsar el desarrollo de industrias que provean los diferentes elementos requeridos en la construcción de los mismos, lo que a su vez incidiría positivamente, entre otros, en los campos tecnológico, económico, y en la educación superior de nuestro país.

CAPITULO 2. PUENTES EN ARCO ATIRANTADO

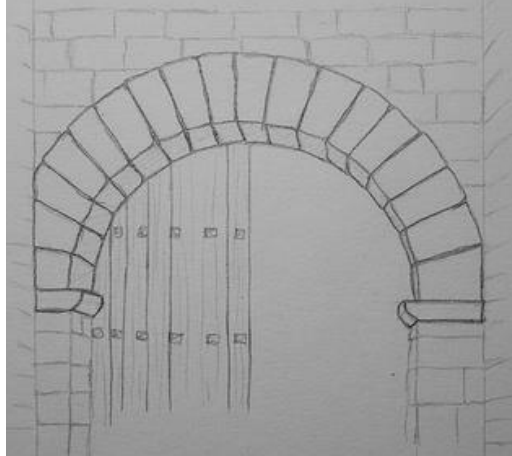
2.1. Historia de los puentes en arco

Los puentes en arco tienen su punto de partida en los antiguos Egipcios mucho tiempo atrás siendo ellos quienes utilizaron por primera vez el “Arco en volado” (Fig. 2.1), buscando principalmente objetivos arquitectónicos antes que ventajas estructurales, empezando de esta manera a desarrollar teorías que posteriormente serían usadas en los puentes ,aunque en realidad no se consideran como un arco en su totalidad debido a que están conformados por una serie de voladizos superpuestos con un simple vano de losa de cierre. Este tipo de arcos fueron utilizados además de los Egipcios por los Asirios, Caldeos, Babilonios, Hindús, Chinos, y por las antiguas Tribus Griegas, aunque las fechas de sus primitivas estructuras no son conocidas [22].



Arco Egipcio - Arco en volado [25]

El tipo de arco primitivo que se considera participa de la naturaleza del arco verdadero es el llamado “Arco tipo Dovela” (Fig. 2.2), al parecer se encontró un ejemplo de este tipo de arco en una tumba egipcia en Tebas, fue utilizado también por los Etíopes, estos antiguos arcos se usaron en una forma menor en esta civilización y por efectos arquitectónicos en conexión con columnas y dinteles [22].



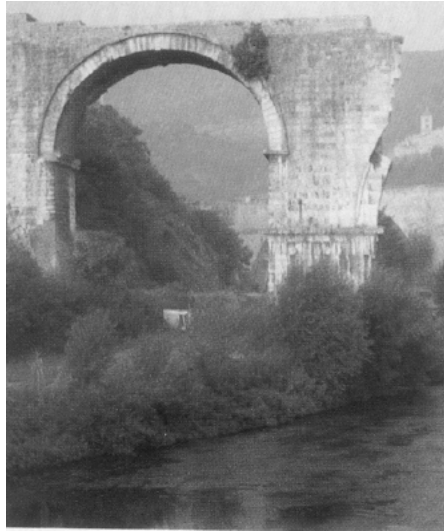
Arco Egipcio - Arco tipo dovela [26]

Tiempo después, los etruscos, gente de origen asiático que entraron en el norte de Italia alrededor del año 1300 A.C. empezaron a usar el arco llamado “Arco Doblado” (Fig. 2.3), compuesto por arcos concéntricos de gran resistencia estructural.



Arco Etrusco-Cloaca Máxima [27]

Posteriormente aproximadamente en el año 117 DC, la civilización Romana influenciada por los Etruscos desarrollaron los principios que posibilitaron el uso del “Arco de Medio Punto”(Fig. 2.4), en la construcción de puentes, y de sus famosos acueductos (Fig. 2.5), integrando el arco a la estructura en forma efectiva y muy hermosa [22].



Arco Romano- Puente Narni [28]



Arco Romano- Acueducto Pont Du Gard [29]

Con la caída del Imperio Romano aproximadamente en el siglo V, la construcción artística e inteligente de grandes obras de infraestructura física y entre ellas los puentes, se detuvo. Durante los casi diez siglos siguientes la historia del arte de construir es más o menos un espacio en blanco, un ejemplo de este período es el Puente de Londres en Inglaterra (Fig. 2.6), el cual fue considerado por los mismos ingleses como una monstruosidad fea, de estructura de corto tramo y arcos represando parcialmente el río Támesis [22].



Arco de la edad Media - Antiguo Puente de Londres [30]

En el siglo XII aparece en Francia una orden religiosa conocida como “Freres Du Pont” (Hermanos del puente) probablemente una orden Benedictina quienes buscaron revivir el arte de la construcción de puentes o por lo menos reparar y reconstruir los puentes antiguos financiándose con el cobro de peajes. En esta época se produce un desarrollo estructural muy pequeño, este periodo fue testigo de la introducción a Europa del arco ojival (fig. 2.7), importado desde Persia.



Arco de la Edad Media - Arco ojival [31]

No todos los puentes de esta época son feos, durante la última parte del siglo XII se levantaron estructuras muy hermosas como el Pont d' Avignon (fig. 2.8) [22].



Arco de la Edad Media- Pont d'Avignon [32]

La construcción de las cimentaciones de los puentes en este período fueron posiblemente superiores a las de los puentes romanos aunque fueron realizadas con incertidumbre usando montones de piedra sobre los cuales cimentar los estribos cuya gran masa fue la razón de su estabilidad. Con la posible excepción de los mencionados trabajos de cimentación la construcción de puentes en arco en este periodo no estuvo a la altura del periodo Romano.

Posteriormente durante el periodo del Renacimiento se da un salto cualitativo con el uso del “Arco Plano Elíptico” (fig. 2.9), se utilizan pilares muchos más ligeros que en los periodos anteriores, buscando el equilibrio del empuje lateral, lo cual permite además la aplicación de gradientes viales inferiores evitando un efecto de “jorobamiento”, se generaliza la práctica del dragado de los ríos, el uso de ataguías, cajones de cimentación y del cemento puzolánico [22].



Arco del Renacimiento - Arco Elíptico [33]

Tiempo después, en el período moderno la construcción de puentes en arco tuvo un mayor desarrollo con los franceses. En 1763 Perronet, uno de los más grandes ingenieros de la época introdujo en la construcción de puentes de mampostería (fig. 2.10) el uso de pilas más esbeltas, tramos de mayor luz y arcos más rebajados. Las fundaciones se llevaron a la roca por medio de la construcción de ataguías.



Arcos del periodo Moderno-Puente de la Concordia (París) [34]

En 1776 se construyó el primer puente en arco de hierro fundido (fig. 2.11) sobre el río Severn en Coalbrookdale, Inglaterra [22].



Arcos del periodo Moderno- Puente sobre el Severn en Coalbrookdale [35]

A mediados del siglo XIX se construyeron grandes arcos de acero para cubrir vanos cada vez mayores. El primero de ellos fue el puente Eads

sobre el Mississippi en Saint Louis, Missouri, Estados Unidos (fig. 2.12) [24].



Arcos del periodo Moderno- Puente Eads [36]

Continuando con la tendencia de desarrollo, a finales del siglo XIX y principios del siglo XX aparecen y se desarrollaron los puentes en arco de hormigón armado (Fig. 2.13), material que resulta de la combinación entre el acero como material resistente a la tracción y el hormigón como material resistente a la compresión, se aplicaron inicialmente a puentes de luces relativamente pequeñas y durante un largo tiempo las barras de acero utilizadas en el hormigón armado fueron lisas pero posteriormente se comprendió que la adherencia entre el hormigón y las barras de acero podían hacer que el hormigón armado se comporte como un material isotrópico logrando una mejor distribución de los esfuerzos, de tal modo que para lograr esa adherencia entre las barras de acero y el hormigón se empezaron a utilizar barras de acero corrugadas, la teoría del hormigón armado continuamente se fue desarrollando y consecuentemente permitió el incremento de la magnitud en las luces de puentes [40].



Arco de Hormigón armado-Puente Rocky Creek (California)
[37]

Después de la segunda guerra mundial que se extendió desde el año 1939 hasta el año 1945, el ingeniero francés Eugéne Freyssinet desarrolla la teoría del hormigón presforzado, cuya principal diferencia con el hormigón armado tradicional es la utilización de una armadura conformada por tendones de acero de alta resistencia que reciben un presfuerzo generado por la aplicación de una carga externa de tensión que después del fraguado del hormigón se libera provocando que dichos tendones generen una fuerza de dirección contraria a la inicial induciendo así un esfuerzo de compresión en el hormigón antes de ser sometido a cargas exteriores, logrando adquirir una gran resistencia, menores deformaciones y reducción en la posibilidad de aparición de fisuras.

El hormigón presforzado tuvo un gran impacto en la ingeniería, no remplazó al hormigón armado tradicional, en lugar de eso se han complementado de tal manera que tanto la armadura del hormigón armado tradicional como la armadura de presfuerzo cumplen sus respectivas funciones dentro de un mismo elemento estructural dando lugar al hormigón armado presforzado (Fig.2.14), que por sus propiedades mecánicas permite realizar puentes de mayores luces a las superadas por el hormigón armado tradicional [40].



Arco presforzado - Viaducto del Narón (España) [41]

2.2. Puentes en Arco Atirantado

Esta tipología de puentes empiezan su desarrollo en el siglo XIX, un puente de arco atirantado es aquel puente en el cual, las fuerzas horizontales dirigidas hacia el exterior del arco son soportadas por el tablero del puente, en lugar de ser transmitidas al suelo o a la cimentación. El tablero del puente, el cual une los extremos del arco, trabaja a tensión. La eliminación de las fuerzas horizontales en los estribos permite que un puente en arco atirantado solicite con moderada intensidad a las cimentaciones [44].

Puentes en arco atirantado tipo Loshe

Este tipo de puentes, llamados también Arcos reticulados, fueron desarrollados en el siglo XIX por el ingeniero Hermann Lohse, suelen utilizar tirantes verticales los cuales trabajan a tracción y por lo tanto no requieren rigidez. Dichos tirantes pueden ser cables o barras que van desde el arco hasta el tablero y tienen la función de sostener a este (fig. 2.15). Este tipo de puentes en arco presentan el tablero a la altura de los arranques. El tablero debe ser capaz de resistir el empuje horizontal que es ejercido por el arco, evitando la transmisión de los esfuerzos horizontales a las cimentaciones, es decir, el tablero actúa como un

cordón inferior. Esta estructuración puede utilizarse en casos de uno o varios vanos apoyados en pilas, dado que la transmisión de fuerzas a las cimentaciones es similar a un sistema de viga simplemente apoyada con similar luz [21].



Puente tipo Loshe-Puente Blythe (Inglaterra) [43]

Puentes en arco atirantado tipo Nielsen

Continuando con el desarrollo de los puentes de arco atirantado tenemos la tipología de puentes desarrollada por el ingeniero Octavius F. Nielsen, durante el siglo XX quien creó un sistema que proporciona rigidez a la unión arco-tablero en este tipo de puentes. El cual consiste en inclinar las péndolas en dos direcciones simétricas respecto de la vertical de forma que se crea una celosía que mejora significativamente la colaboración arco-tablero para cargas concentradas , y por ello permite disminuir sensiblemente las dimensiones de estos dos elementos (fig. 2.16) [6].

En el año 1926, O. F. Nielsen patentó los arcos atirantados con tirantes inclinados. En Suecia se construyeron aproximadamente sesenta puentes de este tipo [6].

En el sistema Nielsen aparecen esfuerzos alternativos de compresión y tracción en los tirantes extremos y por ello es necesario, retensarlos, o bien no contar con ellos cuando teóricamente hayan aparecido compresiones [6].



Arco Atirantado tipo Nielsen-Puente Beneckeallee (Alemania) [6]

Puentes en arco atirantado tipo Network o en red

Los puentes en arco atirantado se fueron desarrollando en función de las nuevas teorías y materiales que iban apareciendo y es así como nace en los años sesenta durante el siglo XX, la tipología de los puentes en arco atirantado tipo Network o puentes en arco tipo Red, cuyo autor es el ingeniero noruego Per Tveit quien define a este tipo de puentes de la siguiente manera:

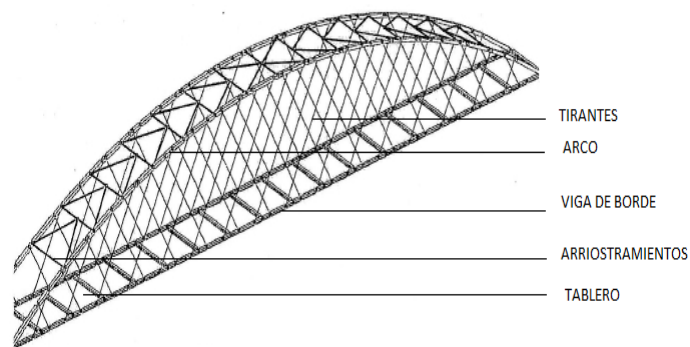
“Los puentes en arco tipo Network, son puentes en arco con tirantes inclinados los cuales se interceptan entre sí múltiples veces” [6,19].



Arcos Actuales- Puente en Arco Atirantado Tipo Network (República Checa) [38]

Este tipo de puentes está conformado por dos arcos paralelos que constituyen el llamado cordón superior, los tirantes que por su disposición geométrica conforman la red, el tablero con las vigas de borde que conforman el cordón inferior y los arriostramientos superiores entre los arcos paralelos que pueden tener diversas disposiciones geométricas.

Cada uno de estos elementos tienen características especiales de comportamiento estructural individual, todos estos componentes dispuestos según distintos criterios de eficiencia definidos por los estudios realizados conforman una estructura esbelta, estéticamente agradable, moderna, económica y estable [19].



Elementos estructurales Puente en Arco Atirantado Tipo Network [39]

Estos puentes están sometidos principalmente a solicitaciones de compresión y tensión, en los cuales un incremento de la altura en el arco puede reducir las fuerzas axiales en los tirantes disminuyendo así la cantidad de acero, de tal manera que en la mayoría de los casos a limitación de la altura de los arcos es principalmente de naturaleza estética.

La mayor parte de la fuerza de corte es tomada por la componente vertical de la fuerza en el arco y los tirantes actuando como una red ligera toman parte de la variación en la fuerza de corte y distribuyen las cargas entre el arco y el tablero de modo que sufran pequeñas deflexiones [12,6].

Para evitar la relajación excesiva en los tirantes estos no deben inclinarse demasiado, una pequeña inclinación en los tirantes tiende a aumentar los momentos de flexión debido a cargas concentradas [12,6].

Durante el diseño se busca que los tirantes tengan la misma sección transversal y casi la misma carga decisiva. Para lo cual se recomienda que sus nudos superiores sean colocados equidistantemente a lo largo del arco, debido a que hay poca esbeltez en el arco y la tensión es predominante en el resto del arco Network, este tipo de puentes hace buen uso del acero de alta resistencia [12,6].

EL ARCO

Es uno de los elementos estructurales más importantes de este tipo de puentes y cubre luces cortas de hasta aproximadamente entre 80m y 200 m, los esfuerzos principales del arco son de compresión casi en su totalidad y una parte del esfuerzo cortante es absorbida por la componente vertical de la fuerza del arco [6].

El arco puede tener desde formas circulares hasta parabólicas siendo la forma circular la de mayor facilidad en el momento de la construcción. En estas dos formas de arco los momentos de flexión y tensiones en la cubierta y el arco son bastante similares [6].

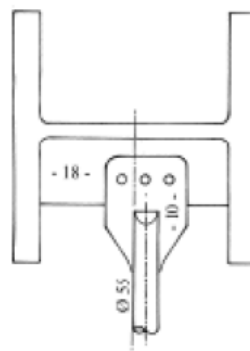
Los ingenieros Brunn y Schanack en el año 2003 determinaron que los momentos de flexión podrían disminuirse si el radio del arco se reduce cerca de los extremos logrando así una mayor eficiencia, en cuanto a la forma del arco aunque esto podría llegar a presentar algún tipo de problemas en el tiempo y además de complicar el proceso constructivo [18].

Debido a la gran rigidez que proporciona el arco a la estructura este tipo puentes constituye una llamativa alternativa de diseño de puentes

ferroviarios ya que las solicitaciones de estos son considerablemente mayores que las de los puentes de carretera [19].

El material utilizado en el arco es el acero, se recomienda la forma de una columna universal o una viga de ala ancha americana, para vanos más largos que generarían mayores fuerzas axiales podría utilizarse una sección cajón, la cual genera complicaciones debido al trabajo requerido por las uniones entre el arco y los tirantes siendo además menos esbeltas que las columnas universales.

Una columna universal, se prefiere, con su eje débil en la dirección vertical "porque en el plano del arco el soporte del arco es mejor que el soporte fuera del plano del arco" (fig. 2.19) [18].



Esquema del perfil de arco recomendado y excentricidad a evitar en la sujeción del tirante [10].

Este tipo de puentes en su mayoría utilizan dos arcos colocados cada uno en los extremos de la sección transversal del puente paralelos al tablero. Si el puente tuviera un ancho muy considerable se puede utilizar tres o cuatro arcos.

Los arcos comúnmente son colocados a 90° respecto a la horizontal del tablero pero también pueden ser inclinados. Esta estructuración ha determinado que aparte de lograr una apariencia novedosa, se consiguen algunas ventajas estructurales como son, una disminución en la deformación en el sector bajo del arco, además de una reducción en los esfuerzos del arriostramiento entre los arcos [19].

LOS TIRANTES

Los tirantes pueden estar constituidos ya sea por cables o varillas, realizados en acero de alta resistencia para poder tomar fuerzas axiales altas de tensión el diámetro es pequeño está entre los 40 y los 60 mm en función de la longitud del vano y funcionalidad del puente lo que hace que el Puente en Arco Tipo Network sea elegante y pueda integrarse con el ambiente [18].

La importancia estructural de los tirantes radica en que estos disminuyen los momentos de flexión y corte longitudinales debido a las múltiples intercepciones y a poyos seguidos en el tablero y el arco dando lugar a un comportamiento estructural de la superestructura del puente que asemeja a una armadura [19].

También es necesario considerar los efectos de relajación de los tirantes debido a cargas parciales sobre el puente que producen redistribuciones de esfuerzos en los diferentes elementos estructurales para lo cual es necesario analizar correctamente la disposición y número de los tirantes que colocados eficientemente atenúan este efecto [19].

Hay dos tipos de disposición de cables de esquema fijado cuya particularidad es la posibilidad de modificación de ángulos en la conexión tirante-arco y la disposición radial que no lo permite, aunque ambas consideran equidistancia entre las conexiones de los tirantes a lo largo del arco y buscan uniformidad de la resistencia al pandeo del arco en su plano además de que los esfuerzos en los tirantes sean bastante similares [19].

Podría existir también golpes entre los cables debido a los cruces para lo cual se utilizan tubos plásticos con aberturas que cubren los cables en el cruce o también pueden ser atados por medio de bandas o cables utilizados para colgar tuberías de agua [19].



Cruce de Tirantes [18].

EL TABLERO

Se puede emplear tableros de hormigón, metálicos o de sección compuesta por la combinación de dichos materiales, están constituidos por el tablero propiamente dicho, las vigas de borde y las protecciones laterales [6].

El tablero constituye el cordón inferior y por lo general es una losa de hormigón, cuyo peso propio ayuda a mantener tensionados los tirantes que incluso pueden presentar relajamiento [18].

Si se usan tableros metálicos, aunque no sean el diseño óptimo, se obtienen otras ventajas como la rapidez de construcción y la reducción de material (el peso total del puente se reduce a la mitad, comparando con un puente Network con tablero de hormigón). Mientras que los tableros de sección compuesta son la solución intermedia de los dos anteriores [6].

Atendiendo a la distancia entre arcos se aconseja [6]:

- 1) Para distancias entre arcos de ≤ 12 metros emplear tableros de hormigón.
- 2) Para distancias mayores a 12 metros y ≤ 18 metros: emplear tableros de hormigón pero puede ser necesario un pretensado transversal.

- 3) Para distancias mayores a los 18 metros puede ser necesario vigas transversales metálicas que refuercen el tablero, que puede ser de sección compuesta. Pueden usarse hormigones de alta resistencia.

VIGAS DE BORDE

La función principal de las vigas de borde es la interacción de las cargas de los tirantes y el pretensado longitudinal. El uso de un pretensado longitudinal reduce las grietas.

El momento flector en la dirección transversal de la losa es generalmente mayor que el momento flector en la viga de borde. Por lo tanto el tablero de hormigón no necesita grandes vigas de borde [6].

ARRIOSTRAMIENTO SUPERIOR

A causa de la flexión transversal es necesario arriostrar los arcos o aumentar su sección transversal.

Para distancias medias correspondientes a dos carriles alrededor de los 10m, resulta más económico arriostrar los arcos. Al aumentar la distancia entre los arcos paralelos resulta más económico aumentar la sección transversal de los arcos [6].

CAPITULO 3. CONSIDERACIONES DE DISEÑO DEL PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK

Reglamento de diseño de puentes de carretera AASHTO LRFD

Consideraciones generales de la normativa AASHTO LRFD [52]

Los requisitos de las especificaciones AASHTO LRFD (Art. 1.1-[52]) indican estar orientadas al diseño, evaluación y rehabilitación de puentes principalmente soportados por vigas longitudinales como elementos estructurales principales, estas especificaciones se fundamentan en la metodología de diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD), que se desarrollan en base al conocimiento estadístico actual de las cargas y el comportamiento de las estructuras.

Los puentes se diseñan utilizando los estados límites especificados en la norma a fin de lograr: niveles adecuados de seguridad, de calidad de servicio y tomando en cuenta aspectos relacionados con la facilidad de inspección, economía y estética.

Implantación del puente

El puente se debe ubicar utilizando los siguientes criterios (Art. 2.3.1-[52]):

- Debe ajustarse a las condiciones del obstáculo a cruzar, procurando un cruce perpendicular al obstáculo, se deben escoger sitios de cauce definido, evitar sitios del río en curva, como sitios con problemas de socavación del cauce o de erosión en las riberas del río y en el caso de cercanías a una presa, emplazar el puente aguas arriba,
- Se debe implantar el puente en un sitio que facilite el diseño, construcción, operación, inspección y mantenimiento del mismo, y

- Satisfacer los niveles de servicio y seguridad de tráfico,

Se deben evaluar:

- Las características hidrológicas e hidráulicas del curso de agua,
- Los efectos del puente sobre los patrones de flujo de inundaciones y posibles socavaciones, y
- El potencial de crear nuevos riesgos de inundación,

Se debe prevenir:

- El uso y desarrollo no económico, riesgoso o incompatible de las zonas de inundación, así como
- La degradación a largo plazo de los materiales de construcción por las condiciones ambientales que rodean al sitio de implantación del puente.

Seguridad del tráfico

A fin de lograr un tránsito seguro de los usuarios del puente (Art. 2.3.2.2-[52]) se recomienda prever la protección en varios aspectos como:

Protección de las estructuras:

- Minimizar los riesgos para vehículos que se descarrilan dentro de la zona libre, colocando obstáculos a una distancia segura de los carriles de circulación,
- La superficie de rodamiento del puente debe tener características antideslizantes, coronamiento, drenaje y peralte según las características del puente,
- Ubicar una protección lateral estructuralmente independiente y con la cara que da hacia la carretera a una distancia de al menos 600 mm de la pila o estribo, a menos que se provea una barrera rígida.

Protección de los usuarios:

- Proveer barandas a lo largo de los bordes de las estructuras,
- Las protecciones laterales deben tener características superficiales y transiciones adecuadas para redirigir el tráfico descarrilado de manera segura,
- Proveer de señales de advertencia, semáforos, campanas de alarma, portones, barreras y otros dispositivos de seguridad para la protección del tráfico peatonal, ciclista y vehicular.
- Las aceras pueden estar protegidas por barreras.

Medio Ambiente

A fin de causar el menor impacto ambiental posible (Art. 2.3.4-[52]) se debe:

- Considerar las alteraciones producidas por el puente y sus accesos,
- Garantizar el cumplimiento de las leyes estatales sobre el agua,
- Considerar la geomorfología del curso de agua, consecuencias de la socavación del lecho, eliminación de la vegetación estabilizadora de taludes.

Fundaciones

Con referencia a las fundaciones (Art. 2.4-[52]) se debe:

- Realizar un estudio subsuperficial que incluya perforaciones y ensayos del suelo,
- Considerar el tipo y el costo de las fundaciones,
- Establecer la topografía actual del sitio de emplazamiento, incluyendo un análisis de antecedentes como: movimientos de masas de suelo y rocas, serpenteo de los cursos de agua.

Características del Servicio

Estos requerimientos (Art. 2.5.2-[52]) se relacionan con:

Materiales:

- Se debe exigir materiales de calidad,
- El acero estructural debe ser tipo autoprotector, o tener sistemas de recubrimiento de larga duración,
- Las barras de armadura y cables de pretensado expuestos a sales deben estar protegidos mediante una combinación de resina epóxi y/o recubrimiento galvanizado.
- Los ductos que contienen cables de pretensado deben ser llenados con mortero,
- Los productos de aluminio deben ser aislados eléctricamente de elementos de acero y hormigón,
- Considerar la duración de los materiales en contacto directo con el suelo y el agua.

Medidas de autoprotección:

- Proveer canaletas de goteo continuas a lo largo de la cara inferior de los tableros de hormigón a una distancia no mayor que 250 mm a partir de los bordes de las caras exteriores del tablero,
- Si el tablero está interrumpido por una junta sellada, todas las superficies de las pilas y estribos, a excepción de los sitios de asiento de la superestructura del puente, deben tener una pendiente mínima hacia sus bordes de 5 %, si las juntas son abiertas se debe aumentar a 15 %,
- Las superficies de rodamiento se deben interrumpir en las juntas del tablero y tener una transición suave,
- Los encofrados de acero se deben proteger contra la corrosión.

Facilidad de Inspección

Con el fin de realizar inspecciones que permitan identificar posibles deterioros del puente (Art. 2.5.2.2-[52]) se debe:

- Proveer escaleras, pasarelas, bocas de acceso cubiertas y en caso de ser necesario, instalaciones de iluminación,
- Siempre que sea posible se debe proveer acceso para inspecciones manuales de elementos celulares y áreas de interface.

Mantenimiento

A fin de mantener el puente en condiciones óptimas de funcionamiento (Art. 2.5.2.3-[52]) se debe:

- Evitar sistemas estructurales de difícil acceso,
- Establecer provisiones en caso de un posible reemplazo del tablero,
- Las áreas alrededor de los asientos y debajo de las juntas del tablero se deben diseñar para facilitar el tensado, limpieza, reparación y reemplazo de los rodamientos y juntas.

Facilidad de Tránsito

Con el objeto de permitir un movimiento suave del tráfico (Art. 2.5.2.4-[52]) se debe:

- Disponer una losa estructural de transición entre el acceso y el estribo del puente,
- Indicar las tolerancias constructivas con respecto al perfil del tablero terminado,
- El número de juntas del tablero no debe ser mayor que el mínimo número que resulte práctico,

- Si se utilizan tableros de hormigón sin una sobrecapa inicial, se debe considerar la adición de un espesor adicional de 10 mm que permita corregir el perfil del tablero por pulido y compensar pérdidas de espesor por abrasión.

Deflexiones

Para evitar efectos estructurales o psicológicos indeseados por efecto de las deformaciones se deben analizar las deflexiones (Art. 2.5.2.6-[52]) comparando la máxima deflexión absoluta, determinada cuando están cargados todos los carriles de diseño, con las deflexiones máximas permitidas según corresponda:

- Deflexión para puentes únicamente bajo Carga vehicular:
..... Luz / 800,
- Deflexión para puentes bajo Carga vehicular y peatonal :
.....Luz / 1000,
- Deflexión para voladizos en puentes únicamente con Carga vehicular:Luz / 300, y
- Deflexión para voladizos en puentes con cargas vehiculares y peatonales:
..... Luz / 375.

Ensanchamientos futuros

Si se anticipa un futuro ensanchamiento del puente (Art. 2.5.2.7-[52]) se debe considerar que:

Para vigas exteriores de puentes multiviga:

- Todas las vigas de la sección transversal del puente deben tener la misma capacidad de carga.

Para la Subestructura:

- Se debe diseñar la subestructura para la condición ensanchada.

Facilidad de construcción

Para poder realizar una fácil fabricación y erección del puente sin tener presentes esfuerzos indebidos el Art. 2.5.3 de las Especificaciones AASTHO establece:

- Que si se ha diseñado bajo una secuencia constructiva particular, dicha secuencia debe estar especificada en la documentación técnica,
- Verificar y disponer las acciones a realizarse en caso de que ciertas consideraciones ambientales impongan restricciones al método constructivo.
- Indicar el método constructivo factible dentro de las especificaciones técnicas, y prever la necesidad de utilizar arriostramiento o soportes temporales si fueren necesarios,
- Evitar soldaduras en áreas restringidas o colocación de hormigón a través de zonas con congestión de armaduras,
- Considerar condiciones climáticas e hidráulicas.

Economía

A fin de determinar la alternativa que genera la mejor distribución de los recursos económicos (Art. 2.5.4-[52]) se debe:

- Considerar el costo de gastos futuros durante la vida de servicio proyectada del puente,
- Considerar factores regionales que tengan relación con la disponibilidad de materiales, fabricación, ubicación, transporte y erección,
- Siempre que sea posible se debe evitar los puentes móviles sobre vías navegables.

Estética

Tratando de lograr una apariencia más agradable mejorando las formas y relaciones entre los elementos estructurales del puente (Art. 2.5.5-[52]) se debe:

- Estudiar diseños alternativos sin pilas o con pocas pilas durante la etapa de diseño preliminar,
- Lograr que la forma de las pilas sean consistentes con la superestructura,
- Evitar cambios abruptos de geometría de los elementos y el tipo estructural,
- Cuidar el detalle de bajadas de drenaje del tablero,
- Buscar una impresión visual agradable,
- Evitar usar el puente como apoyo de sistemas de señalización,
- Evitar que los apoyos transversales a excepción de aquellos ubicados en los puntos de apoyo, sean visibles en elevación,
- Preferir el uso de estructuras de tipo arco para salvar barrancos profundos.

Hidrología

En función del análisis hidrológico (Art. 2.6.3-[52]) se debe:

- Satisfacer los requisitos sobre manejo de zonas de inundación,
- Evaluar los riesgos de los usuarios de carreteras y daños del puente,
- Evaluar los daños producidos por una inundación catastrófica en ubicaciones de riesgo,
- Investigar si las fundaciones del puente son las adecuadas para resistir la socavación,
- Calibrar los perfiles de la superficie del agua y evaluar el comportamiento de las estructuras existentes,
- Evaluar las condiciones ambientales.

Hidráulica

En función del análisis hidráulico (Art. 2.6.4-[52]) se debe cumplir con el análisis de:

Estabilidad del curso de agua

- Determinar si el curso de agua está degradado, agrandado o en equilibrio,
- Determinar alturas de inundación, velocidades, distribución de flujo, movimientos verticales y laterales del curso de agua.
- Ubicación de cruce favorable del curso de agua,
- Evaluar efectos del cambio en el curso de agua,
- Evaluar efectos de un cambio propuesto en el cauce,
- Evaluar efectos de la explotación de agregados,
- Determinar cambios potenciales en las tasas o volúmenes de escorrentía provocados por el uso del suelo,
- Determinar efectos de los cambios geomorfológicos del curso de agua sobre la estructura,
- Determinar efectos de cambios geomorfológicos sobre estructuras próximas a la estructura propuesta.
- Evaluar los patrones de caudal de inundación.

Socavación

- La inundación de diseño debe ser la marea de tormenta, inundación mixta más severa del periodo de recurrencia de 100 años o una inundación de desbordamiento de menor período de recurrencia si ésta resulta más severa.
- Para la inundación del control de socavación se debe investigar la estabilidad de las fundaciones del puente para condiciones provocadas por una determinada marea de tormenta, marea o inundación de población mixta no mayor que el evento de 500 años.

Accesos carreteros

- Si los accesos carreteros en la zona de inundación obstruyen el flujo del cauce mayor, el segmento de carretera dentro de los límites de la zona de inundación se deberá diseñar de manera de minimizar los riesgos de inundación,

- Si hay derivación de aguas hacia otra cuenca colectora se deberá estudiar el diseño para asegurar el cumplimiento de los requisitos legales referidos a riesgos de inundación en la otra cuenca recolectora.

Ubicación y longitud de las alcantarillas

Considerando la ubicación y longitud de las alcantarillas (Art. 2.6.5-[52]) debe considerar:

- El paso de peces y demás vida silvestre,
- Efectos de las altas velocidades de salida y concentraciones de flujo,
- Efectos de la subpresión en las entradas de las alcantarillas,
- Seguridad del tráfico, y
- Efectos de los niveles de descarga elevados.

Drenaje

Para lograr una evacuación eficiente de agua (Art. 2.6.6-[52]) se debe considerar que:

- El tablero del puente y sus accesos carreteros se deben diseñar para permitir el paso seguro y eficiente de la escorrentía superficial de la calzada,
- Se debe proveer un drenaje transversal para el tablero,
- El agua que fluye por gravedad en la correspondiente sección de cuneta debe ser interceptada y no se deberá permitir que se escurra por el puente,
- La tormenta de diseño para el drenaje del tablero de un puente no debe ser menor que la tormenta usada para el diseño del drenaje del pavimento de la carretera adyacente,
- El número de drenes del tablero debería ser el mínimo consistente con los requisitos hidráulicos,

- Los drenes del tablero se deben diseñar y ubicar de manera que el agua superficial del tablero del puente se dirija alejándose de los elementos de la superestructura y subestructura del puente.

Para controlar el efluente de los drenes se debe:

- Usar drenes libres,
- Usar codos de no más de 45 grados, y
- Disponer de bocas de limpieza.

Para el drenaje de superestructura:

- Las cavidades de las estructuras en las cuales existe la posibilidad de que el agua quede atrapada se deberán drenar por su punto más bajo,
- Los tableros y superficies de rodamiento se deben diseñar para impedir la acumulación y retención del agua especialmente en juntas del tablero.

Estados límite

Un estado límite define la condición ante la cual un elemento estructural que soporta carga se ve afectado a tal grado que la estructura deja de ser segura para sus ocupantes o dicho elemento estructural deja de desarrollar la función para cual fue diseñado.

Estado Límite de Servicio [51]

Para el diseño se consideran esfuerzos, deformaciones y anchos de fisuras bajo condiciones de servicio normal.

Este estado límite establece 4 criterios de combinaciones de carga descritos a continuación:

Servicio I: en donde se considera una operación normal del puente, cargas nominales y acción del viento con una velocidad de 90 Km/h y un control de fisuras en estructuras de hormigón armado.

Servicio II: con el cual se realiza un control de fluencia en estructuras de acero y deslizamiento de las conexiones por sobrecarga vehicular.

Servicio III: en donde se realiza un control de esfuerzos de tensión y fisuración de superestructuras de hormigón pretensado.

Servicio IV: se aplica para realizar el control de fisuración en infraestructuras de hormigón pretensado.

Estado Límite de Fatiga y Fractura [51]

Ese estado límite considera restricciones en los rangos de esfuerzos y fisuración bajo cargas repetitivas por el transporte vehicular regular.

Este estado límite al momento establece 1 criterio de combinación de carga cuyo objetivo se describe a continuación:

Fatiga y Fractura I: al aplicar esta condición realizamos un control de la fisuración bajo la carga repetida del camión de diseño.

Estado Límite de Resistencia [51]

Este estado límite considera la capacidad de resistencia y estabilidad de la estructura frente a la acción de las cargas solicitantes.

Este estado límite posee 5 criterios de combinaciones de carga que tienen las siguientes consideraciones:

Resistencia I: en donde se considera un tráfico de vehículos estándar sin la acción del viento.

Resistencia II: se considera un tráfico de vehículos especiales y de circulación restringida, sin viento.

Resistencia III: se consideran vientos con velocidades > 90 km/h.

Resistencia IV: se considera una alta relación entre cargas muertas y carga viva (D/L).

Resistencia V: se considera un tráfico estándar y vientos con velocidades iguales a los 90 km/h.

Estado Límite de Evento Extremo [51]

Para el diseño se considera la capacidad de resistencia y estabilidad de la estructura frente a ciertos eventos como sismos, choques vehiculares, de buses y del hielo.

Este estado límite establece 2 criterios de combinaciones de carga que son:

Evento extremo I: en donde se considera la presencia de acción sísmica

Evento extremo II: en donde se considera la presencia de la acción del hielo o de choques vehiculares o de embarcaciones.

Diseño de puentes por los estados Límite de la AASHTO

La condición básica para el diseño es:

$$\text{Resistencia de la sección (R)} \geq \text{Efectos de Cargas solicitantes (Q)}$$

Combinaciones de carga

La ecuación básica para cada combinación de cargas y estado límite es:

$$R_f = \phi \cdot R_n \geq \sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \quad (3.1)$$

Donde:

R_f : Resistencia factorada o de diseño,

ϕ : Factor de resistencia,

R_n : Resistencia nominal,

η_i : Coeficiente de modificación de carga,

γ_i : Factor de carga,

Q_i : Efecto de carga nominal.

A continuación se describen cada uno de los coeficientes que intervienen en la ecuación de la condición básica para cada combinación de cargas y estado límite Ec. 3.1 [51].

Factor de resistencia ϕ

Al usar este factor se considera la variabilidad de las propiedades de los materiales, las dimensiones estructurales y la calidad de la mano de obra junto con la incertidumbre en la predicción de la resistencia, pero que también se relaciona con aspectos estadísticos de las cargas a través del proceso de calibración [52].

Estados Límite	Material	Coeficiente de Resistencia	
		MOMENTO	CORTE
De Resistencia	Acero	1,00	1,00
	Acero Compuesto	1,00	1,00
	Hormigón Armado	0,90	0,90
	Hormigón Pretensado	1,00	0,90
Demás Estados	-----	1,00	1,00

Coeficientes de resistencia [51]

Coeficiente de modificación de carga η_i

Al utilizar este factor durante el diseño se considera la ductilidad, la redundancia e importancia operativa del puente, las ecuaciones 3.2 y 3.3 sirven para calcular este coeficiente de modificación de carga, el término

“ γ_i ” se denomina factor de carga, en el caso de cargas permanentes este factor de carga tiene un valor máximo y un valor mínimo, dependiendo del que sea escogido se utiliza la ecuación correspondiente ya sea la ecuación 3.2 para γ_{\max} o la ecuación 3.3 para γ_{\min} , en el caso de cargas transitorias se utilizará la ecuación 3.2 únicamente [52].

$$\eta_i = \eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I \geq 0,95 \quad \text{para } \gamma_i \text{ max.} \quad (3.2)$$

$$\eta_i = \frac{1}{\eta_D \cdot \eta_R \cdot \eta_I} \leq 1,00 \quad \text{para } \gamma_i \text{ min.} \quad (3.3)$$

Donde:

η_D : Factor de ductilidad,

η_R : Factor de redundancia,

η_I : Factor de importancia operativa.

Estados Límite	Coefficiente de Ductilidad η_D	Coefficiente de Redundancia η_R
De Resistencia	$\geq 1,05$ componentes y conexiones no dúctiles	$\geq 1,05$ Elementos no redundantes
	$= 1,00$ diseños y detalles convencionales	$= 1,00$ Niveles convencionales de redundancia
	$\geq 0,95$ Componentes y conexiones con medidas adicionales de ductilidad	$\geq 0,95$ Niveles excepcionales de redundancia
Demás Estados	$= 1,00$	$= 1,00$

Factores de modificación de carga [51]

Estados Límite	Importancia del puente	Coefficiente de Importancia η_I
De Resistencia o Evento Extremo	Puentes importantes	$\geq 1,05$
	Puentes típicos	$= 1,00$
	Puentes relativamente poco importantes	$\geq 0,95$
Demás Estados	Todos los puentes	$= 1,00$

Factores de modificación de carga [51]

Factores de carga γ_i

Este factor considera la variabilidad de las cargas, la falta de exactitud de los análisis y la probabilidad de la ocurrencia simultánea de las diferentes cargas, la tabla 3.4 corresponde a los valores del factor de carga correspondiente a cada tipo de carga de acuerdo al estado límite que se desea analizar [52].

COMBINACIÓN DE CARGAS Y ESTADOS LÍMITE	FACTOR DE CARGA (γ)												
	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Una de estas a la vez			
										EQ	IC	CT	CV
Resistencia I	γ_p	1,75	1,00	----	----	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Resistencia II	γ_p	1,35	1,00	----	----	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Resistencia III	γ_p	----	1,00	1,40	----	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Resistencia IV (únicamente EH, EV, ES, DW, DC)	γ_p	----	1,00	----	----	1,00	0,50 / 1,20	----	----	----	----	----	----
Resistencia V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,00	1,00	0,50 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Evento Extremo I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	----	----	1,00	----	----	----	1,00	----	----	----
Evento Extremo II	γ_p	0,50	1,00	----	----	1,00	----	----	----	----	1,00	1,00	1,00
Servicio I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,00 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Servicio II	1,00	1,30	1,00	----	----	1,00	1,00 / 1,20	----	----	----	----	----	----
Servicio III	1,00	0,80	1,00	----	----	1,00	1,00 / 1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	----	----	----	----
Servicio IV	1,00	---	1,00	0,70	----	1,00	1,00 / 1,20	---	1,00	----	----	----	----
Fatiga (únicamente LL, IM, CE)	----	0,75	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----

Factores de carga [51]

Factores de carga permanente γ_p

En las fuerzas resultantes debidas a cargas permanentes, el factor de carga debe ser aquel que produzca la combinación más crítica. Los valores mínimos de los factores de carga de las cargas permanentes se pueden aplicar en el caso de que, las cargas permanentes incrementen la estabilidad o la capacidad de carga de un elemento estructural del puente, o que reduzcan los efectos de las cargas vivas [52].

Tipo de CARGA	Tipo de CIMENTACIÓN y MÉTODO USADO de cálculo de FUERZA DE ARRASTRE hacia abajo	FACTOR DE CARGA γ_p	
		Máximo	Mínimo
DC: Peso propio y carga muerta	Componentes y auxiliares	1,25	0,90
	únicamente Combinación de Resistencia IV	1,50	0,90
DD: Fuerza de arrastre hacia abajo	Pilotes (Método α de Tomlinson)	1,40	0,25
	Pilotes (Método λ)	1,05	0,30
	Perforaciones (Método O'Neill-Reese)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodadura y accesorios		1,50	0,65
EH: Presión Horizontal de tierra	Activa	1,50	0,90
	En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales		1,00	1,00
EV: Presión Vertical de tierra	Estabilidad global	1,35	N/A
	Estructuras de retención y estribos	1,35	1,00
	Estructuras rígidas empotradas	1,30	0,90
	Pórticos rígidos	1,35	0,90
	Estructuras flexibles empotradas, excepto alcantarillas metálicas de sección rectangular	1,95	0,90
	Alcantarillas metálicas de sección rectangular	1,50	0,90
ES: Carga superficial en el terreno		1,50	0,75

Factores de carga permanente [51]

Factor para la carga que mide el gradiente de temperatura γ_{TG}

= 0,0 en los estados límite de Resistencia y Evento Extremo

= 1,0 en el estado límite de Servicio, en el cual no se considera la carga viva

= 0,5 en el estado límite de servicio, en el cual se considera carga viva

Factor para asentamiento γ_{SE}

Se adopta de conformidad al proyecto, si no existe información se toma un valor de 1,0 para combinaciones en las que se incluya el asentamiento.

Factor de sobrecarga en la combinación de carga de Evento Extremo I γ_{EQ}

Se adopta en función de las características del proyecto, los valores sugeridos son: 0,00; 0,50; 1,00.

Cargas

Cargas que actúan en la superestructura

La superestructura del puente constituida principalmente por el tablero y los elementos portantes soporta una diversidad de cargas permanentes y cargas transitorias, como las que se listan en la tabla 3.6:

CARGAS PERMANENTES	
Símbolo	Descripción
DC	Carga muerta o peso propio de los elementos estructurales y no estructurales
DW	Carga muerta o peso propio de la capa de rodadura y acabados
EL	Fuerzas residuales del proceso constructivo (fuerzas secundarias del postensado)
CARGAS TRANSITORIAS	
Símbolo	Descripción
LL	Carga viva vehicular estándar y no estándar
PL	Carga viva peatonal
LL _{IM}	Carga de impacto (efecto dinámico de la carga viva vehicular)
BR	Fuerza de frenado vehicular
CE	Fuerza centrífuga vehicular
FR	Fuerza de fricción
WL	Carga del viento sobre la carga viva (vehículos)
WS	Carga de viento sobre la estructura
FWv	Carga por presión vertical del viento
IC	Carga de hielo
CR	Flujo plástico o fluencia lenta
SH	Retracción del hormigón
TU	Variación de temperatura a través del elemento estructural
TG	Gradiente de temperatura a través del elemento estructural
EQ	Fuerza sísmica
	Choque sobre protecciones laterales vehiculares del puente
	Cargas accidentales (incendios, explosiones, etc.)
	Cargas accidentales (incendios, explosiones, etc.)

Cargas que actúan en la superestructura [51]

Cargas que actúan en la infraestructura

La infraestructura de un puente formada por los estribos o apoyos extremos, las pilas o apoyos centrales, que forman la base de ambos. La infraestructura soporta cargas permanentes y transitorias como las descritas en la tabla 3.7:

CARGAS PERMANENTES	
Símbolo	Descripción
EV	Peso propio del suelo de relleno
EH	Empuje básico del suelo de relleno
ES	Empuje provocado por sobrecarga constante sobre el suelo de los accesos del puente
DD	Carga Vertical por fricción negativa por asentamiento del suelo adyacente a pilotes
CARGAS TRANSITORIAS	
Símbolo	Descripción
LS	Sobrecarga viva debida a la presencia de vehículos sobre el suelo de relleno
CT	Fuerza de choque vehicular sobre los apoyos del puente
WA	carga de agua y presión de corriente
WS	Carga de viento sobre la infraestructura
SE	Asentamiento de los apoyos del puente
CV	Choque de embarcaciones

Cargas que actúan en la infraestructura [51]

Detalle de las Cargas que actúan la superestructura

Peso Propio o Carga Muerta (DC, DW) [51]

Corresponde al peso propio de elementos estructurales, no estructurales, capa de rodadura y acabados. Dependen del material, de la geometría de los elementos estructurales.

MATERIALES	PESO ESPECÍFICO	
	kN/m^3	$kg f/m^3$
Acero	76,96	7 850
Agua dulce (salada)	9,81 (10,05)	1 000 (1 025)
Arena, limo o grava suelta (compactada)	15,69 (18,88)	1 600 (1 925)
Grava, balasto compactado a rodillo	22,06	2 250
Hormigón de baja densidad (incluido reforzamiento)	17,41	1 775
Hormigón y arena de baja densidad (incluido reforzamiento)	18,88	1 925
Hormigón peso normal (incluido reforzamiento) ($f_c' \leq 35 MPa$)	22,75	2 320
Madera dura (blanda)	9,41 (7,85)	960 (800)
Aceleración de la gravedad para cambio de sistemas de unidades: $g = 9,8066 \frac{m}{s^2}$		

Peso específico [51]

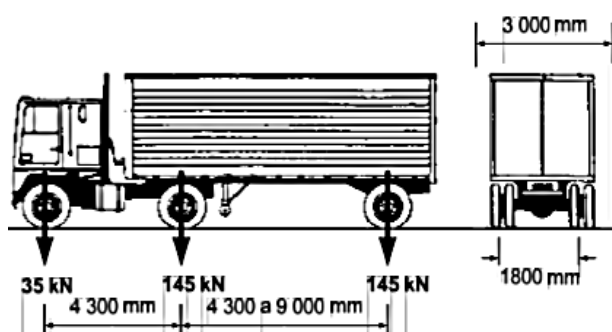
Tensiones residuales (EL) [50]

Son tensiones que permanecen en el material o componente en ausencia de cargas externas, tienen su origen en los procesos de fabricación y condiciones de servicio que dan lugar a deformaciones no uniformes.

Carga vehicular estándar HL-93 (LL) [51]

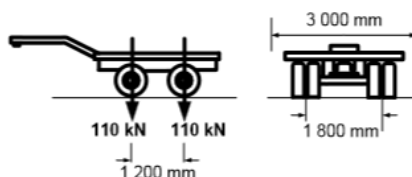
Está constituida por 3 componentes:

- a) **Camión de diseño:** tiene un eje delantero de 35 kN, 1 eje posterior y un eje del semitrailer de 145 kN cada uno (ver figura 3.1).



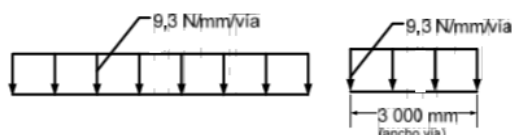
Camión de diseño [51]

- b) **Carga de Oruga:** tiene 2 ejes de 110 kN como se muestra en la figura 3.2



Carga de Oruga [51]

- c) **Carga uniformemente distribuida por vía de diseño:** de 9,3 kN/mm por ancho de vía de 3000 mm como se muestra en la figura 3.3

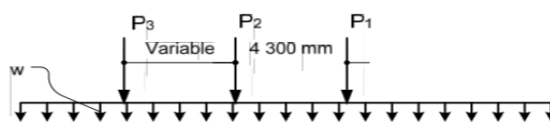


Carga uniformemente distribuida [51]

Aplicación Longitudinal de la carga vehicular de diseño HL-93 para momento positivo

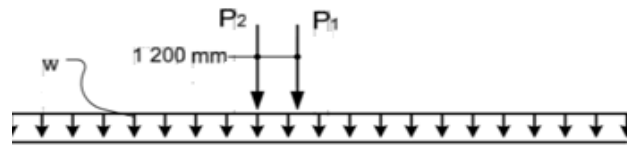
En el caso de puentes de un solo vano se aplican simultáneamente la carga distribuida por ancho de vía y la carga del camión de diseño, esta carga de camión de diseño se ubica en diferentes posiciones a lo largo del eje longitudinal del puente en cada estado de cargas hasta encontrar el valor de la sollicitación máxima de carga para momento positivo.

Se elige el máximo valor entre:



Estado de cargas aplicadas [51]

- 100% (Carga de camión de diseño + Carga distribuida por vía)



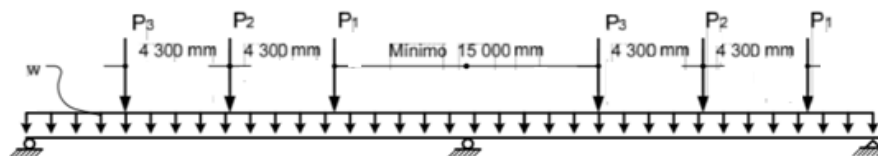
Estado de cargas aplicadas [51]

- 100% (Carga de Oruga de diseño + Carga distribuida por vía)

Aplicación Longitudinal de la carga vehicular de diseño HL-93 para momento negativo y reacciones verticales en apoyos intermedios

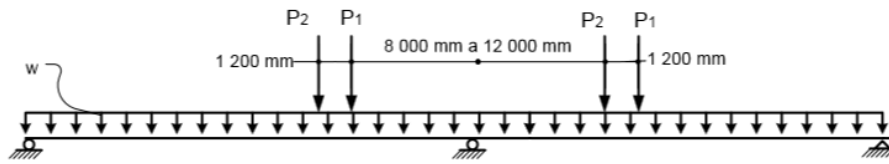
En el caso de puentes de varios vanos se aplican simultáneamente la carga distribuida por ancho de vía y dos cargas del camión de diseño, separadas una de otra al menos 15000 mm estas cargas de camión de diseño se ubican en diferentes posiciones a lo largo del eje longitudinal del puente en cada estado de cargas hasta encontrar el valor de la sollicitación máxima de momento positivo.

Se elige el máximo valor entre:



Estado de cargas aplicadas [51]

- 90% (2×Carga de camión de diseño + Carga distribuida por vía)



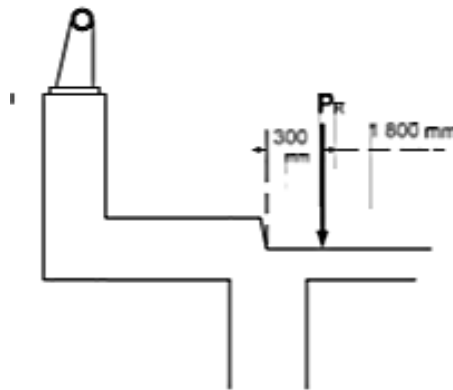
Estado de cargas aplicadas [51]

- 100% (2×Carga de Oruga de diseño + Carga distribuida por vía)

Aplicación transversal de la carga vehicular de diseño HL-93

Posición de máxima excentricidad normal de la carga de rueda:

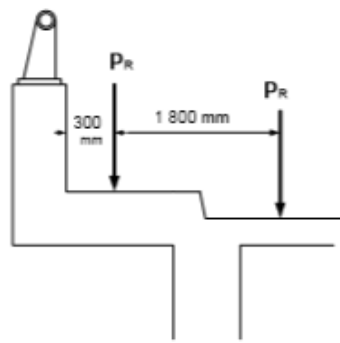
Ubicada a 0,30 m hacia el interior de la calzada desde la cara del bordillo, para el diseño de voladizos en la sección transversal de un puente.



Posición de máxima excentricidad normal [51]

Posición de máxima excentricidad accidental de la carga de rueda:

Ubicada a 0,30 m hacia el interior de la calzada desde la cara interna del elemento más sobresaliente de la protección lateral, con el vehículo sobre la acera (en puentes con protecciones vehiculares combinadas), para el diseño de voladizos en la sección transversal de un puente.



Posición de máxima excentricidad accidental [51]

Posición de la carga de rueda:

Ubicada a 0,60 m del borde de la vía cargada para el diseño de elementos diferentes del voladizo de la sección transversal del puente.

Carriles de diseño

Carril de diseño: banda de circulación ideal de ancho igual a 3 000 mm sobre la cual se consideran aplicadas las cargas de vehículos.

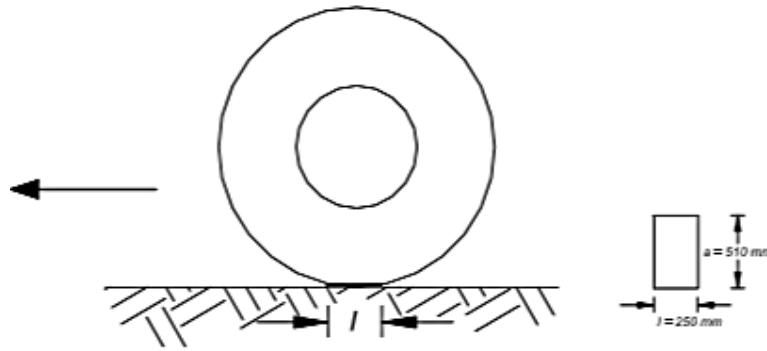
Carril de circulación: banda de ancho igual a 3 600 mm sobre el cual se considera que circulan los vehículos con holgura.

Número de carriles de diseño: corresponde a la parte entera de la relación entre el ancho de la calzada y el ancho de un carril de circulación.

$$N^{\circ} \text{ carriles}_{\text{diseño}} = \text{entero} \left[\frac{\text{ancho calzada}}{\text{carril de circulación}} \right] = \text{entero} \left[\frac{a}{3\,600 \text{ mm}} \right] \quad (3.4)$$

Área de contacto de los neumáticos

Vehículos estándar: el área de contacto de la rueda con la calzada es un rectángulo de 510 mm de ancho (a) y una longitud (l) de 250 mm.



Área de contacto de la rueda del vehículo estándar [51]

Vehículos No- estándar: se calcula un rectángulo $a \times l$, en función de la carga de rueda (P en N) del eje más pesado del vehículo estándar:

$$a = \frac{P}{142} \quad (3.5)$$

$$l = 165 \cdot \gamma \cdot \left(1 + \frac{IM}{100}\right) \quad (3.6)$$

Donde:

a : Ancho del área de contacto de la rueda (mm) (transversal al eje del puente),

l : Longitud del área de contacto de la rueda (mm) (paralela al eje del puente),

γ : Factor de carga correspondiente a la carga viva en la condición límite considerada,

IM: Incremento debido a la carga vehicular en % (factor de impacto),

P: Carga de rueda del vehículo no-estándar de diseño N (eje más pesado).

Factor de modificación por vías cargadas simultáneamente

- Para determinar la sollicitación máxima por carga viva vehicular en todos los estados límite excepto fatiga se toma en cuenta la

probabilidad de que los distintos carriles estén ocupados simultáneamente con la carga de diseño HL-93.

Número de Carriles o Vías Cargadas	Factor por vías cargadas simultáneamente m (*)
1	1,20
2	1,00
3	0,85
4 o más	0,65

(*) Se pueden reducir si el TPDA es menor que el de calibración (5 000 camiones en una dirección)

Factor por vías cargadas simultáneamente [51]

- Cuando el estado de carga por analizar incluya la combinación de cargas vehiculares con peatonales, estas últimas se asimilan como un carril cargado:

Con $m=1$; para 1 carril con carga vehicular + 1 con carga peatonal,

Con $m=0,85$; para dos carriles con carga vehicular + con carga peatonal.

Carga de fatiga

- Estado límite de fatiga y fractura: la sollicitación máxima por carga viva vehicular se calcula considerando sobre el puente, únicamente un camión de diseño independientemente del número de carriles de diseño,
- Carga de fatiga: un camión de diseño, con el eje posterior y del semitrailer separados una distancia fija igual a 9000 mm + efecto dinámico de la carga vehicular (IM),
- Frecuencia de la carga de fatiga: es igual al tráfico promedio diario de camiones que circulan por un solo carril ($TPDC_1$), aplicada a todos los componentes del puente, aun a los ubicados debajo de carriles con menor tráfico.

$$TPDC_1 = p \times TPDC \quad (3.7)$$

Donde:

TPDC: promedio diario de camiones que circulan en una dirección, respecto del periodo de diseño,

p : fracción del tráfico de camiones en un único carril.

Número de carriles disponibles para camiones	Coefficiente de fracción de tráfico p
1	1,00
2	0,85
3 o más	0,80

Coeficiente de fracción de tráfico [51]

Carga viva peatonal para puentes (PL) [51]

- Para puentes de uso exclusivo de peatones o de ciclistas se considera una carga peatonal uniformemente distribuida igual a :

$$PL = 4,1 \times 10^{-3} \text{ MPa (418,09 Kgf/m}^2\text{)} \quad (3.8)$$

Si el mantenimiento se va a realizar con maquinaria o vehículos que operan a baja velocidad se deben incluir dichas cargas en el diseño.

- Para puentes de uso combinado de peatones y vehículos, que disponen de aceras de -ancho mínimo de 600 mm como bandas de circulación peatonal, se considera una carga peatonal uniformemente distribuida igual a :

$$PL = 3,5 \times 10^{-3} \text{ MPa (360 Kgf/m}^2\text{)} \quad (3.9)$$

Cuando se analiza el caso de la posible situación accidental de que los vehículos suban a las aceras, no se debe incluir la carga peatonal.

Efecto dinámico de la carga viva vehicular (LLIM) [51]

Las irregularidades de la calzada que provocan impacto de las ruedas del vehículo sobre la misma, lo cual se traduce en un incremento del efecto estático de la carga de rueda.

El efecto dinámico de la carga vehicular o impacto LL_{IM} es igual a un porcentaje (IM) de los efectos estáticos del camión de diseño o de la carga de oruga (LL), que se ha establecido según el estado límite de análisis y el elemento del puente:

$$LL_{IM} = IM \times LL \quad (3.10)$$

El efecto combinado de la carga viva (LL) y el efecto dinámico o impacto LL_{IM} es:

$$LL + LL_{IM} = LL \times (1 + IM) \quad (3.11)$$

Componente	Factor del Efecto Dinámico (Factor de Impacto)	
Juntas de tablero - TODOS los Estados Límite	$IM = 75 \%$	$IM / 100 = 0,75$
Los demás elementos - Estado Límite de Fatiga	15 %	0,15
- Los demás estados Límite	33 %	0,33

Factor de impacto [51]

No se incluye el incremento efecto dinámico de la carga vehicular:

- En la determinación de la fuerza centrífuga y de frenado
- En las cargas peatonales
- En la carga equivalente del carril de diseño

No se aplica en el diseño de aceras y puentes peatonales, muros de contención no solicitados por reacciones verticales de la superestructura, ni componentes de las cimentaciones que están bajo el nivel del terreno.

Se puede reducir en el caso del diseño de puentes de madera, así como en los componentes de madera de un puente de sección compuesta, el factor de impacto será al 50 % de los valores especificados.

Para alcantarillas viales y otras estructuras enterradas el factor de impacto se determina con la siguiente ecuación:

$$IM = 33 \times (1 - 4,1 \times 10^{-4} \times D_E) \geq 0\% \quad (3.12)$$

Donde:

D_E: profundidad mínima de la capa de tierra sobre la estructura (mm).

Fuerza de frenado y aceleración (BR) [51]

Esta fuerza se presenta entre el vehículo y la calzada y se transmite a la subestructura a través de los aparatos de apoyo y sujeciones. El valor de la fuerza de frenado, BR, provocada por los vehículos es igual al mayor valor entre:

- El 25 % de la reacción por aplicación del camión de diseño o de la carga de oruga (tándem);
- El 5 % de la reacción debida a la aplicación del camión de diseño + carga distribuida por vía; y
- El 5 % de la reacción por aplicación de la carga de oruga (tándem) + carga distribuida por vía.

La fuerza de frenado se calcula cargando todos los carriles de diseño del puente en el mismo sentido, dicha carga se considera aplicada sobre el centro de masas del vehículo, horizontalmente a 1800 mm sobre la superficie de la calzada en cualquiera de los sentidos longitudinales, para provocar solicitaciones extremas. Se aplican los coeficientes de vías

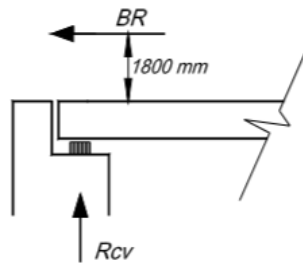
cargadas simultáneamente (m) pero no se aplican los factores de efecto dinámico (IM):

$$BR = m \times (N\%) \times R_{CV} \quad (3.13)$$

Donde:

N%: Porcentaje establecido por las especificaciones,

R_{CV} : Reacción por carga viva.



Fuerza de frenado [51]

Fuerza centrífuga (CE) [51]

Esta fuerza se presenta en los puentes de planta curva, actuando en el plano horizontal, en forma radial y aplicada en el centro de masas del vehículo que se halla a 1 800 mm sobre la superficie de la calzada.

La fuerza centrífuga (CE) se calcula cargando todos los carriles de diseño del puente en el mismo sentido. Se aplican los coeficientes de vías cargadas simultáneamente (m) pero no se aplican los factores del efecto dinámico (IM).

$$CE = C \times R_{CV} \quad (3.14)$$

$$C = f \cdot \frac{C^2}{g \times R} \quad (3.15)$$

Donde:

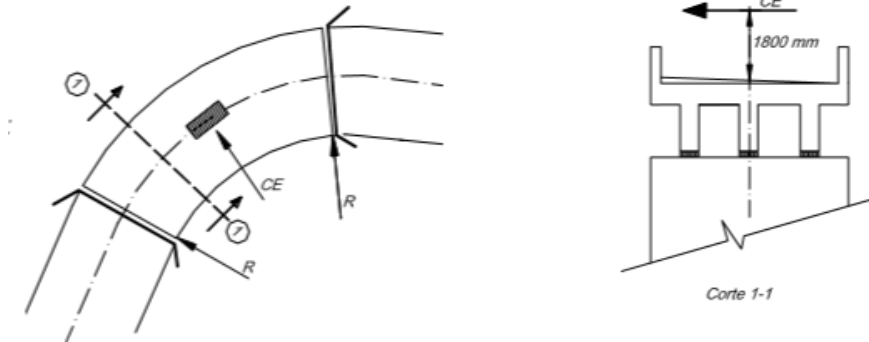
C: Coeficiente de fuerza centrífuga,

V: Velocidad de diseño de la carretera (m/s),

f : 1 para carga de fatiga y 4/3 para las demás combinaciones de carga,

g: Aceleración de la gravedad = $9,807 \text{ m/s}^2$,

R_{CV} : Reacción por carga viva vehicular (camión u oruga de diseño).

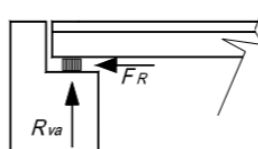


Fuerza centrífuga [51]

Fuerza de Fricción o Rozamiento (FR) [51]

Esta fuerza se establece en función de los valores extremos del coeficiente de fricción entre las superficies deslizante. Cuando exista la necesidad se debe considerar la influencia de la humedad, la posible degradación o contaminación de las superficies de deslizamiento o de la rotación, etc.

Los coeficientes de fricción se pueden obtener mediante ensayos físicos o desde informes especializados.



Fuerza de fricción [51]

$$FR = \mu \cdot R_{va} \quad (3.16)$$

Donde:

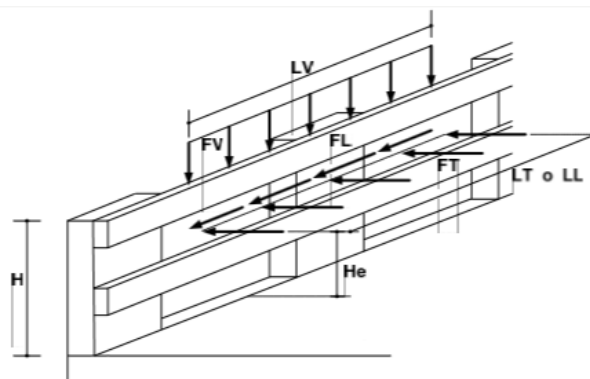
R_{va} : Reacción vertical en cada apoyo debida a (Carga viva + Carga muerta) (N).

Choque sobre protecciones laterales vehiculares [51]

Se refiere al choque de automotores sobre el puente, las protecciones laterales deben tener la capacidad de retener el vehículo que se impacta y en lo posible redireccionar su movimiento. En función del peso y la carga de los vehículos se identifican 6 niveles en la capacidad de resistencia que deben presentar las protecciones laterales vehiculares.

Fuerzas de Impacto del vehículo sobre la protección lateral (kN)	Nivel de resistencia de la Protección Vehicular					
	R 1	R 2	R 3	R 4	R 5	R 6
Fuerza Transversal de impacto F_T	60	120	240	240	550	780
Fuerza Longitudinal de impacto F_L	20	40	80	80	183	260
Fuerza Vertical o Peso del vehículo aplicado en la parte superior de la protección lateral F_V	20	20	20	80	355	355
Longitudes (mm)						
Longitudes de aplicación de las cargas transversal y longitudinal L_T y L_L	1 220	1 220	1 220	1 070	2 440	2 440
Longitud de distribución de la carga vertical L_V	5 500	5 500	5 500	5 500	12 200	12 200

Fuerzas mínimas que deben resistir las protecciones laterales vehiculares según su clasificación [51]

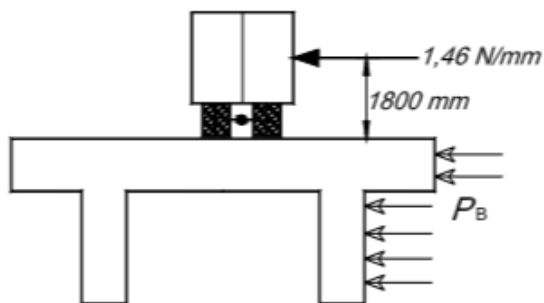


Esquema de aplicación de las fuerzas [51]

Carga por presión de viento sobre la carga viva (vehículos) (WL) [51]

La presión del viento de diseño se deberá aplicar también a los vehículos, si la dirección del viento es perpendicular al eje longitudinal de la estructura, la presión aplicada sobre los vehículos es una fuerza móvil de 1,46 N/mm en esa dirección y a 1,80 m sobre el nivel de la calzada.

En caso de que el viento tenga un ángulo de incidencia, entonces se consideran sus componentes ortogonales aplicadas a 1,80 m de altura sobre el nivel de la calzada.



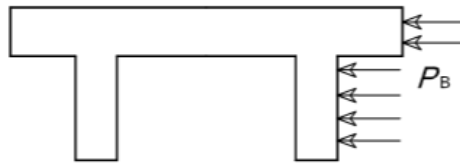
Carga de viento sobre vehículos [51]

Carga por presión de viento sobre la superestructura (WS) [51]

Se asume que la carga de viento esta uniformemente distribuida sobre el área expuesta al viento, esta área corresponde a la suma de las áreas perpendiculares a la dirección del viento en todos los componentes incluyendo sistemas de piso y protecciones laterales.

La presión de viento P_B en la superestructura puede ser presión a sotavento (lado por donde sale el viento) o puede ser presión a barlovento (lado que recibe al viento).

Si el viento tiene un ángulo de incidencia se consideran sus componentes ortogonales aplicadas simultáneamente sobre las respectivas áreas expuestas de la superestructura.



Presión de viento en la superestructura [51]

También existe una presión de viento en diafragmas o contravientos verticales y horizontales. En puentes con tableros que pueden actuar como diafragmas horizontales se considera que la acción de la presión del viento se transmite al tablero, el cual transmite la carga a los apoyos.

En los puentes cuyos tableros no pueden tener un comportamiento de diafragma horizontal, se distribuirá la acción del viento en el ala superior y el patín en caso de puentes sobre vigas.

Carga por presión vertical del viento (FWv) [51]

Para evitar que los puentes se vuelquen se debe considerar una fuerza de viento vertical en sentido ascendente que debe ser igual a la carga lineal longitudinal aplicada en un punto igual al cuarto del ancho del tablero a barlovento, junto con las cargas especificadas en la dirección horizontal.

Esta fuerza debe ser considerada únicamente cuando el viento incida perpendicularmente al eje longitudinal del puente y se aplica en los estados límite de Resistencia III y de Servicio IV.

Carga por inestabilidad aeroelástica del viento [51]

Existen fenómenos aeroelásticos tales como: vórtices, vibraciones, torsiones, etc., que pueden afectar a puentes flexibles ya sean estos colgantes, atirantados o de tramos muy largos de tal manera que se deben realizar experimentaciones en túneles de viento para verificar el análisis y diseño. Según las especificaciones AASTHO-LRFD se considera que son puentes sensibles al viento aquellos puentes que tienen una relación entre la longitud de tramo l y el espesor o altura estructural h igual a:

$$\frac{l}{h} > 30 \quad (3.17)$$

Carga de hielo (IC) [52]

No es necesario considerar otras cargas de nieve a excepción de las provocadas por una avalancha. Pero, en áreas donde es posible que se produzcan acumulaciones no habituales de nieve y/o hielo el diseñador debería especificar cargas apropiadas para dicha condición. Si las condiciones locales así lo requieren, también se deben especificar las cargas generadas por la formación de hielo en la superestructura por congelamiento del agua de lluvia.

Fluencia lenta o flujo plástico (CR) [51]

Para el hormigón, su acortamiento o fluencia lenta bajo cargas permanentes está entre 0,5 y 4,0 veces el acortamiento elástico inicial, dependiendo de la madurez del hormigón en el momento de aplicación de las cargas.

El coeficiente de fluencia del hormigón está dado por la ecuación 3.18:

$$\psi(t, t_i) = 1,9 \cdot K_{vs} \cdot K_{hc} \cdot K_f \cdot K_{td} \cdot t_i^{-0,118} \quad (3.18)$$

Donde:

H: humedad relativa anual (%) (Aproximadamente entre 40% y 100%),

$K_{vs} = 1,45 - 0,0051 \left(\frac{V}{S} \right) \geq 0,00$: Factor que considera el efecto de relación volumen-superficie del elemento,

$K_f = \frac{35}{7 + f'_{ci}}$: Factor que considera el efecto de resistencia del hormigón,

$K_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H$: Factor de humedad para fluencia lenta,

$K_{td} = \frac{t}{61 - 0,58 \cdot f'_{ci} + t}$: Factor del desarrollo del tiempo,

t: madurez del hormigón en días,

t_i: Edad del hormigón cuando se aplica inicialmente la carga en días,

f'_{ci} : Resistencia a la compresión del hormigón al momento de aplicación del pretensado o de la carga inicial para elementos pretensados y no pretensados, cuando se desconozca la edad del hormigón será igual a $0,8 f'_c$ MPa,

$\frac{V}{S}$: Relación volumen-área superficial = [25; 50] mm.

Retracción del hormigón (SH) [51]

La contracción del hormigón puede variar de la siguiente manera:

- Desde cero, si el hormigón permanece inmerso en el agua,
- Hasta contracciones $> 0,0008$ para secciones delgadas con agregados de alta contracción y secciones que no se curan adecuadamente.

En ausencia de datos precisos, se puede asumir que el coeficiente de contracción del hormigón de densidad normal, bajo condiciones de un clima moderado y humedad relativa anual entre 50% y 90% es:

$\epsilon_{sh} = 0,0002$: Luego de 28 días de secado,

$\epsilon_{sh} = 0,0005$: Luego de 1 año de secado.

Para hormigones curados en húmedo, libres de agregados con tendencia a la contracción, el coeficiente de contracción en mm/mm:

$$\epsilon_{sh} = -K_{vs} \cdot K_{hs} \cdot K_f \cdot K_{td} \times 0,48 \times 10^{-3} \quad (3.19)$$

En donde el factor de humedad para retracción del hormigón:

$$K_{hs} = 2 - 0,014 \cdot H \quad (3.20)$$

La deformación total por este efecto es igual a:

$$\Delta L = \epsilon_{sh} \cdot L \quad (3.21)$$

Si el hormigón es sometido a secado antes de 5 días de curado, como la contracción se incrementa, a los valores calculados se les debe incrementar un 20%.

Variación uniforme de temperatura a través del elemento estructural (TU) [51]

Se produce un alargamiento o acortamiento del puente dependiendo del sitio geográfico de implantación y la época de construcción, su magnitud es:

$$\Delta L = \alpha \cdot L \cdot \Delta T \quad (3.22)$$

Donde:

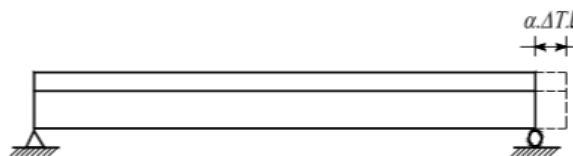
$\Delta T = T_{\text{max diseño}} - T_{\text{min diseño}}$: Variación de temperatura ambiental, media entre los valores máximos y mínimos del sitio de implantación el termino α es coeficiente de dilatación lineal del material,

$\alpha = 0,0000117 / ^\circ\text{C}$, para acero,

$\alpha = 0,0000108 / ^\circ\text{C}$, para hormigón de densidad normal,

$\alpha = 0,0000090 / ^\circ\text{C}$, para hormigón de baja densidad,

L: longitud expuesta a la dilatación térmica (mm).



Dilatación lineal [51]

CLIMA (EU de América)	$T_{\text{min diseño}} \quad a \quad T_{\text{max diseño}}$		
	Hormigón Armado	Acero o Aluminio	Madera
Moderado	- 12 ° a + 27 ° C	- 18 ° a + 50 ° C	- 12 ° a + 24 ° C
Frio	- 18 ° a + 27 ° C	- 35 ° a + 50 ° C	- 18 ° a + 24 ° C

Temperaturas de diseño [51]

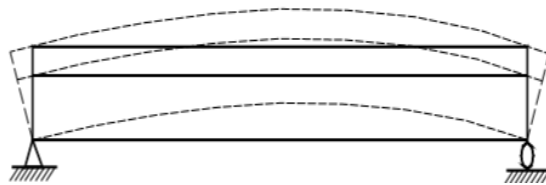
Gradiente de temperatura a través del elemento estructural (TG) [51]

Este efecto es una función directa de la radiación solar que incide en la superficie del tablero y produce una variación no uniforme de temperatura

a través del espesor de la estructura, lo que conduce a un encorvamiento de la estructura y al apareamiento de esfuerzos internos en la sección transversal del puente.

Las temperaturas que definen los gradientes varían según las zonas de radiación solar del país.

Cuando se requiera determinar las solicitaciones debidas a la gradiente de temperatura vertical, el análisis debe considerar el alargamiento vertical, tensiones internas y deformaciones por flexión.



Deformación por gradiente de temperatura [51]

Fuerza Sísmica (EQ)

Recomendaciones generales [51]:

- Establecer los factores de sismicidad del sitio, la proximidad a las fallas activas y las condiciones del suelo,
- Determinar fuerzas e intensidades del movimiento sísmico en el sitio de emplazamiento para bajas probabilidades de excedencia (min 10% de probabilidad en 50 años),
- Realizar de preferencia estructuras simples, simétricas y de secciones lo más uniformes posibles,
- Diseñar una estructura redundante y dúctil con elementos accesibles y longitudes de apoyo que eviten la caída de la superestructura.
- Sobredimensionar las fundaciones, apoyos y demás elementos de difícil reparación ante daños por sismo.

Procedimiento AASTHO-LRFD para la determinación de la fuerza sísmica (EQ) [51]:

En principio se considera que las cargas sísmicas (EQ) se presentan en cualquier sentido en el plano horizontal.

1. Establecimiento de características de prediseño del puente,
2. Determinación de la importancia del puente dentro de la red vial,
3. Determinar el coeficiente de sitio (S_i), según el tipo de suelo de cimentación,
4. Determinar el coeficiente de aceleración sísmica (A) y del grado de riesgo sísmico de la zona de implantación del puente,
5. Selección del método de análisis de la estructura y determinación de su respuesta sísmica (fuerzas sísmicas teóricas),
6. Determinar el coeficiente de modificación de respuesta sísmica (R), y
7. Determinar las fuerzas y desplazamientos sísmicos de diseño.

Aplicabilidad normativa (EQ) [51]:

Las especificaciones AASTHO-LRFD, se aplican en el caso de:

Puentes convencionales de hasta 150 m de luz tales como puentes losa, o puentes con superestructura de vigas de alma llena, vigas cajón y vigas en celosía.

Se deben establecer requisitos específicos y contar con la aprobación de organismos competentes en el caso de:

Puentes de luces > 150 m de luz o puentes no convencionales tales como: puentes colgantes, atirantados, móviles, en arco y en pórtico.

Clasificación de los puentes por la importancia dentro de la red vial [51]:

I. Puentes CRÍTICOS	Puentes de funcionamiento indispensable después: - del sismo de diseño (Período de recurrencia de 475 años), para todos los vehículos, - del máximo sismo probable (Período de recurrencia de 2500 años) para los vehículos de emergencia, de seguridad o defensa
II. Puentes INDISPENSABLES o ESENCIALES	Puentes de funcionamiento indispensable después del sismo de diseño (Período de recurrencia de 475 años) para el tránsito de vehículos de emergencia, seguridad o defensa, es decir puentes ubicados en vías principales y vías que comunican con hospitales, estaciones de bomberos, de policía, de teléfonos, aeropuertos y similares.
III. Otros Puentes	Puentes NO incluidos en los grupos anteriores.

Clasificación según la importancia [51]

Clasificación de los puentes según la estructura [51]:

I. Puentes REGULARES	<ul style="list-style-type: none"> - Planta recta o curva de ángulo subtendido máximo igual a 90°; - Número de vanos < 7, - Geometría o distribución de masas o de rigideces sin cambios bruscos, - Valor Máximo de la relación entre luces: Puentes de 2 vanos = 3, Puentes de 3 y 4 vanos = 2, Puentes de 5 y 6 vanos = 1,5 - Valor Máximo de la relación entre rigideces pórtico/pila; vano a vano (sin considerar los estribos): Puentes de 2 vanos = ----- Puentes de 3 y 4 vanos = 4 Puentes de 5 vanos = 3 Puentes de 6 vanos = 2
2. Puentes IRREGULARES	- Puentes que NO cumplen los requisitos anteriores

Clasificación de los puentes según la estructura [51]

Coeficiente de aceleración sísmica (A), riesgo y zonas sísmicas [51]:

Coeficiente de aceleración sísmica (A)	Nivel de riesgo sísmico	Zona Sísmica
$A \leq 0,09$	Zona de riesgo sísmico BAJO	1
$0,09 < A \leq 0,19$	Zona de riesgo sísmico INTERMEDIO	2
$0,19 < A \leq 0,29$	Zona de riesgo sísmico ALTO	3
$0,29 < A$	Zona de riesgo sísmico MUY ALTO	4

Coeficiente de aceleración, riesgo y zona sísmica [51]

En puentes que se encuentren en cercanía de fallas activas, en regiones de sismos esperados de larga duración o puentes de gran importancia dentro de la red vial, el coeficiente (A) obtenido de cartas de regionalización y micro regionalización sísmica se debe reajustar mediante la realización de estudios especiales.

Coeficiente de suelo (Si) [51]:

Tipo de perfil del suelo	Coeficiente de Sitio (Si)	Características del suelo	Velocidad de la Onda de Corte
I	1,0	- Roca cristalina o lutítica	≥ 765 m/s
		- Suelos duros (depósitos estables de arena, gravas o arcillas duras) con espesor < 60 m sobre el lecho rocoso	≥ 400 m/s
II	1,2	- Depósitos estables de arcillas duras, arenas o grava, - Suelos no cohesivos profundos, con espesor > 60 m sobre el lecho rocoso	$\approx 270-400$ m/s
III	1,5	- Depósitos de arcillas de dureza mediana y blanda, de espesor > 9 m o igual sobre el lecho rocoso con o sin capas intercaladas de arena o suelos no cohesivos	$\approx 150-270$ m/s
IV	2,0	- Depósitos de arcillas blandas o limos, de espesor > 12 m o igual sobre el lecho rocoso, - Depósitos de suelos sueltos naturales o artificiales y rellenos sin ningún diseño de ingeniería	< 150 m/s

Coeficiente de suelo [51]

Se recomienda el uso del suelo tipo II cuando el perfil del suelo de emplazamiento no pueda ser determinado o no se ajuste a ninguno de los tipos especificados.

Carga sísmica de diseño o respuesta sísmica modificada (EQM) [51]:

Se calcula con la aplicación del coeficiente de modificación R, siempre y cuando los detalles estructurales respondan a las disposiciones previstas en las especificaciones AASTHO, para el diseño de puentes en zonas sísmicas.

$$EQM = \frac{EQ_{calculada}}{R} \quad (3.23)$$

Donde:

EQ_{calculada}: Mayor valor de las combinaciones de carga sísmica EQ_I y EQ_{II} calculadas en dos direcciones ortogonales.

R: Coeficiente de modificación de respuesta sísmica.

En el caso de diseño de conexiones monolíticas de columnas a zapatas, en forma alternativa a empleo del coeficiente R, se puede diseñar para la transmisión de los efectos máximos por la formación de articulaciones inelásticas en columnas y pórticos.

Combinaciones de cargas sísmicas [51]:

Las cargas $EQ_{calculada}$ son iguales a los mayores valores en las combinaciones de los valores absolutos de las cargas sísmicas calculadas en dos direcciones ortogonales:

$$\text{Combinación I:} \quad EQ_I = F_{s_x} + 0,3 \cdot F_{s_y} \quad (3.24)$$

$$\text{Combinación II:} \quad EQ_{II} = 0,3 \cdot F_{s_x} + F_{s_y} \quad (3.25)$$

Las direcciones ortogonales X, Y por lo general se hacen coincidir con los ejes longitudinal y transversal del puente.

Las cargas sísmicas F_{s_x}, F_{s_y} son fuerzas calculadas separadamente en las direcciones ortogonales X, Y respectivamente y se calculan por el método seleccionado.

Coeficiente de respuesta sísmica espectral elástica para el modo I-ésimo de vibración (C_{si}) [51]:

$$C_{si} = \frac{1,2 \times A \times S}{T_i^{2/3}} \quad \text{y} \quad C_{si} \leq 2,5 A \quad (3.26)$$

Adquiere otros valores en los siguientes casos:

Puentes en suelo tipos de suelo II y IV con modos de vibración $\neq 1$ con períodos $T_i < 0,3$ s:

$$C_{si} = A \times (0,8 + 4T_i) \quad (3.27)$$

Puentes de estructura con periodos de vibración $T_i > 0,4$ s:

$$C_{S_i} = \frac{3 \times A \times S}{T_i^{4/3}} \quad (3.28)$$

Donde:

T_i : Período de vibración del modo i-ésimo (s),

A: coeficiente de aceleración sísmica (adimensional),

S: coeficiente de sitio (adimensional).

Peso equivalente de la superestructura o carga permanente tributaria (W) [51]:

Para calcular las fuerzas sísmicas de diseño del elemento estructural se debe establecer la carga permanente que se considera tributaria igual al valor de la masa nominal (sin factores) independientemente del método de análisis seleccionado.

Coeficiente de modificación de la respuesta sísmica (R) [51]:

Elemento del puente	R		
	Importancia del puente		
	Crítico	Indispensable o Esencial	Otros
INFRAESTRUCTURA			
Pila tipo Muro (de gran dimensión)	1,5	1,5	2,0
Columnas aisladas	1,5	2,0	3,0
Columnas múltiples (pórticos)	1,5	3,5	5,0
GRUPOS DE PILOTES			
De hormigón armado:			
Solo pilotes verticales	1,5	2,0	3,0
Incluidos uno o mas pilotes inclinados	1,5	1,5	2,0
De acero o acero-hormigón:			
Solo pilotes verticales	1,5	3,5	5,0
Incluidos uno o mas pilotes inclinados	1,5	2,0	3,0
CONEXIONES Y EMPATES			
De superestructura a estribo	0,8		
Juntas de dilatación dentro del tramo de la superestructura	0,8		
Columnas, pilas o pilotes a la viga cabezal o a la superestructura	1,0		
Columnas o pilas a sus cimentaciones	1,0		

Coeficiente de modificación de respuesta sísmica [51]

Requisitos mínimos de análisis de efectos sísmicos [51]:

Para puentes en zona sísmica I o puentes simplemente poyados de un solo tramo en cualquier zona sísmica:

- No se requiere diseño sismoresistente,
- Las conexiones entre superestructura y estribos deben ser diseñadas para resistir una fuerza horizontal equivalente (S_E),
- Se deben cumplir los requisitos de ancho mínimo para las superficies de asiento del puente.

Para puentes de múltiples vanos en zona sísmica II:

- Las fuerzas sísmicas de diseño que actúan en cabezales de pilotes y muros de contención excepto las cimentaciones, se determinan dividiendo las respectivas fuerzas sísmicas elásticas para el coeficiente de modificación de respuesta R ,
- Las fuerzas sísmicas de diseño de cimentaciones, excepto cabezales de pilotes y muros de contención se determinan dividiendo las fuerzas elásticas por la mitad del respectivo coeficiente R siempre y cuando el valor $\frac{R}{2} \geq 1$.

Para puentes de múltiples vanos en zonas sísmicas III y IV:

Las fuerzas sísmicas de diseño de columnas, pórticos, cimentaciones y conexiones serán iguales al menor valor de:

- Las fuerzas utilizando los factores de modificación (R), especificados,
- Las fuerzas mediante análisis de articulaciones plásticas,
- Las fuerzas de diseño elásticas empleando un factor $R=1$.

Para puentes de planta curva:

Se pueden analizar como puentes rectos equivalentes, con eje longitudinal en la dirección de la cuerda que une los ejes de los estribos únicamente cuando:

1. Se cumple con los requisitos de un puente regular,
2. El ángulo subtendido en planta es máximo 90°,
3. La luz del puente equivalente es igual a la longitud del arco del puente curvo.

Longitudes mínimas de apoyo (N) [51]:

El ancho mínimo que debe tener la superficie de asiento en los apoyos del puente medido en dirección del eje longitudinal será el más alto de los siguientes valores:

- El máximo desplazamiento sísmico obtenido como resultado del análisis de las cargas sísmicas,
- La longitud empírica mínima de asiento (N), calculada como un porcentaje (F) del ancho de asiento (n):

$$N = F \times n \quad (3.29)$$

$$n = (200 + 0,0017 \times L + 0,0067 \times H) \times (1 + 0,000125 \times S^2) \quad (3.30)$$

Donde:

F: factor de mayoración según la zona de riesgo sísmico,

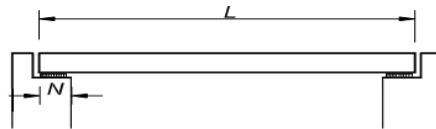
L: longitud del tablero entre juntas de dilatación (mm),

H: altura de pilas (mm)(=0 para puentes de 1 vano),

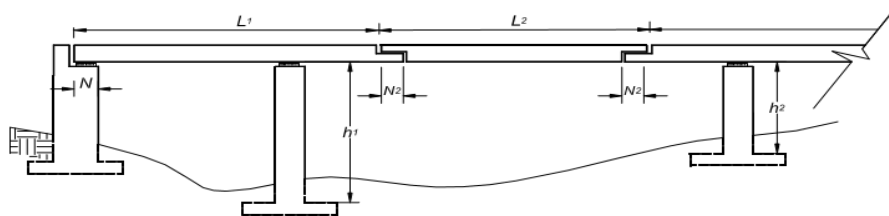
S: ángulo de esviajamiento del apoyo con respecto a la perpendicular del vano (°).

Zona Sísmica	Coeficiente de aceleración sísmica (A)	Tipo de suelo	Factor de Mayoración (F)	Longitud empírica mínima de asiento $N = (F / 100\%) \times n$
			%	
1	< 0,025	I , II	50	$N \geq 0,50 \times n$
1	< 0,025	III, IV	100	$N = n$
1	> 0,025	Todos los tipos	100	
2	Todos los valores aplicables		100	
3			150	
4			150	
				$N = 1,5 \times n$

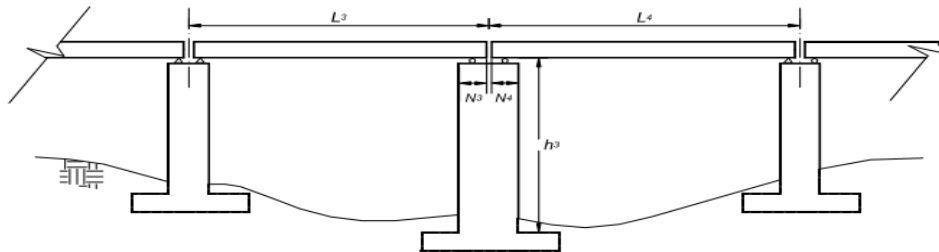
Longitud mínima de asiento [51]



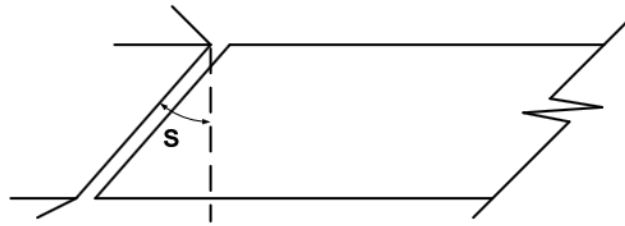
Puente de simplemente apoyado [51]



Vano articulado [51]



Vanos intermedios [51]



Angulo de esviajamiento [51]

Dispositivos de retención complementarios [51]:

Si no se pueden satisfacer los requerimientos mínimos para N, se debe instalar:

- Para que no se superen los desplazamientos máximos de diseño durante el sismo se deben instalar retenedores o trabas sísmicas.
- Para soportar la fuerza sísmica calculada se instalarán unidades de transmisión de impacto o amortiguadores.
- Por el efecto de levantamiento de la estructura en zonas sísmicas 2,3 y 4 se dispondrán dispositivos de amarre en apoyos y articulaciones.

Métodos de análisis de cargas sísmicas:

Zona Sísmica	Puentes simplemente apoyados	Puentes de tramos múltiples					
		Otros Puentes		Puentes Esenciales		Puentes Críticos	
		Regular	Irregular	Regular	Irregular	Regular	Irregular
1	No se requiere diseño sismorre-sistente	*	*	*	*	*	*
2		UL-SM	SM	UL-SM	MM	MM	MM
3		UL-SM	MM	MM	MM	MM	TH
4		UL-SM	MM	MM	MM	TH	TH

Métodos de análisis de efectos sísmicos según el tipo de puente
[51]

Donde:

UL: método espectral de la carga uniforme,

SM: método espectral unimodal,

MM: método espectral multimodal,

TH: método de la historia del tiempo.

Método espectral de la carga uniforme (UL) [51]

Es un método simplificado de análisis estático equivalente, desarrollado en función del modo fundamental de vibración, se aplica a puentes regulares y proporciona una buena aproximación de los valores de desplazamientos y de las fuerzas en los elementos aunque sobredimensiona el corte transversal en los estribos en un 100 %.

El periodo de este modo de vibración es similar al de la oscilación de un péndulo invertido, la rigidez del resorte equivalente se calcula utilizando el máximo desplazamiento que ocurre al aplicar una carga lateral uniforme al puente, se calculan las fuerzas y los desplazamientos provocados por el sismo en dos direcciones ortogonales en forma independiente (en X y en Y).

Método espectral Unimodal (SM) [51]

Es un método simplificado de análisis espectral de respuesta elástica similar al de la carga uniforme equivalente, elaborado en base al modo fundamental de vibración, se aplica a puentes regulares, el periodo del modo de vibración y el coeficiente de respuesta sísmica espectral elástica se calculan en función de los factores que relacionan las deformaciones unitarias y las masas inerciales de la estructura.

Se calculan las fuerzas y desplazamientos provocados por el sismo en dos direcciones ortogonales en forma independiente (en X y en Y).

Método espectral Multimodal (MM) [51]

Este método se aplica a puentes en zonas de riesgo sísmico 2,3 y 4, según la complejidad, es conveniente contar con un programa de computación de análisis dinámico de estructuras, se realiza una modelación matemática, un modelo espacial con discretización de masas inerciales, el número de modos de vibración según la AASHTO (USA):

$$\text{Número de modos} \leq 3 \text{ veces el número de vanos} \quad (3.31)$$

Método de la historia del tiempo (TH) [52]

Cualquier método de análisis de historia de tiempo paso a paso usado ya sea para realizar análisis elásticos o bien para realizar análisis inelásticos deberá satisfacer los requisitos de distribución de la masa, La distribución de la rigidez, y las características de amortiguamiento. Se deberá determinar la sensibilidad de la solución numérica frente al tamaño del intervalo de tiempo usado para el análisis. También se deberá realizar un estudio de sensibilidad para investigar los efectos de las variaciones respecto de las propiedades histeréticas supuestas para los materiales. Si no es posible contar con historias de tiempo específicas del sitio de emplazamiento, se deberán utilizar cinco historias de tiempo de espectro compatible. El espectro utilizado para generar estas cinco historias de tiempo deberá ser el mismo utilizado para los métodos modales modificado para el perfil de suelo que corresponda.

Detalle de las Cargas que actúan la infraestructura

Empuje básico del suelo de relleno (EH) [51]

Se determina mediante la utilización del método Rankine sin considerar sismo, se determina una fuerza permanente aplicada en el tercio de la altura del estribo, este empuje del suelo debe ser mayor a lo sumo igual a la presión de un fluido equivalente de densidad igual a 480 Kg/m^3 , la

distribución del empuje es triangular con su mayor valor en la base inferior del estribo.

Sobrecarga uniforme sobre el suelo de relleno (ES) [51]

Se debe a la acción del suelo de relleno de los accesos al puente y puede ser puntual lineal o de faja debe sumarse al empuje básico del suelo, esta sobrecarga horizontal constante está aplicada en la mitad de la altura del estribo.

Sobrecarga debida a vehículos sobre el suelo de relleno (LS) [51]

Es debido a la acción de una carga viva y está aplicada a una distancia menor o igual a la mitad de la altura del muro, esta carga es horizontal, constante y equivalente a la que provoca una columna de tierra de altura mínima de 0,60 m sobre el nivel de relleno.

Fuerza de impacto por choque vehicular sobre los apoyos del puente (CT) [51]

Para estribos y pilas ubicados dentro de los 9 m medidos desde el borde de la calzada de la carretera o dentro de los 15 m medidos desde el eje de una vía férrea se deben diseñar para una fuerza de choque que es una fuerza estática aplicada a una altura de 1,20 m sobre el nivel del terreno y de una magnitud de 1800 kN.

Efectos debidos a la carga hidráulica y presión de flujo (WA) [51]

Presión hidrostática:

Para los elementos del puente que se encuentran dentro del cauce de un río como pilas deben resistir las solicitaciones más desfavorables en las condiciones de máxima y mínima crecida.

Se considera que la presión hidrostática actúa en dirección perpendicular a la superficie que retiene el agua y se calcula en función de la altura de agua sobre el punto considerado, la densidad del agua y la gravedad.

Flotación:

Este efecto es provocado por una fuerza de levantamiento igual a la suma de las componentes verticales de las presiones hidrostáticas que actúan sobre las secciones de los diferentes elementos que se hallan bajo el agua.

Presión de flujo:

- Presión y carga longitudinal:

Se debe al movimiento del agua en la dirección de flujo es función de la forma de la sección transversal de los elementos y los escombros bajo el puente.

- Presión y carga lateral o transversal:

Cuando la corriente de agua forma un ángulo con respecto al eje longitudinal del apoyo intermedio del puente se considera que sobre la cara lateral del mismo actúa una presión uniformemente distribuida y una carga lateral aplicada al 60% de la altura del tirante de agua.

- Carga de oleaje:

Se produce por la acción del oleaje sobre las estructuras y se deben tomar en cuenta las características del emplazamiento y aplicando métodos específicos.

Socavación de cimentaciones:

Es producido por la interacción entre la corriente de agua de un río y su cauce alterando la cimentación del puente cuando sea el caso se deberá considerar que:

- La crecida de diseño en los estados límite de Resistencia y de Servicio,
- La crecida de control en estados límite de evento extremo.

Asentamiento de los apoyos (SE) [51]

En el caso de cimentaciones profundas con grupos de pilotes, se debe considerar efectos debidos a asentamientos diferenciales que pueden presentar algunos elementos individuales o el grupo de pilotes.

Diseño de tableros de hormigón armado para puentes

Tipos de tableros de hormigón armado [51]

Existen dos métodos de diseño de tableros de hormigón armado el primer método es el llamado método empírico y el segundo es el método de los factores de distribución de carga y en función de este segundo método se clasifican a los tableros de hormigón armado en:

- Tablero con refuerzo principal paralelo al tráfico:

Corresponde al caso de puentes losa utilizados para cubrir luces pequeñas para su diseño se toma una franja del tablero en dirección paralela al tráfico y de un ancho determinado por las normas.

- Tablero con refuerzo principal perpendicular al tráfico:

Se utiliza en puentes con elementos principales longitudinales como: vigas, pórticos, arcos, etc. Para su diseño se toma una franja de ancho especificado en la dirección perpendicular a los elementos principales del puente.

- Tablero con refuerzo principal en dos direcciones perpendiculares:

Se presenta en casos en los que el apoyo es perimetral, en los 4 lados. Para su diseño se debe considerar un reparto simultáneo de las solicitaciones en direcciones paralela y perpendicular al tráfico y por lo tanto se analiza una franja en cada una de las dos direcciones.

Requisitos generales para diseño de tableros de hormigón armado [51]:

- Espesor mínimo (t_{\min}):

El espesor mínimo de un tablero de hormigón, excluyendo tolerancia para pulido, texturado o superficie sacrificable es:

$$t \geq 175 \text{ mm} \quad (3.32)$$

Para losas donde $t < \frac{luz}{20}$, se debe tomar en consideración la aplicación del pretensado en la dirección del tramo con la finalidad de controlar la fisuración.

Para losas con armadura principal paralela al tráfico:

$$t_{\min} = \frac{1,2 \times (S+3000)}{30}, \quad \text{tramos simples} \quad (3.33)$$

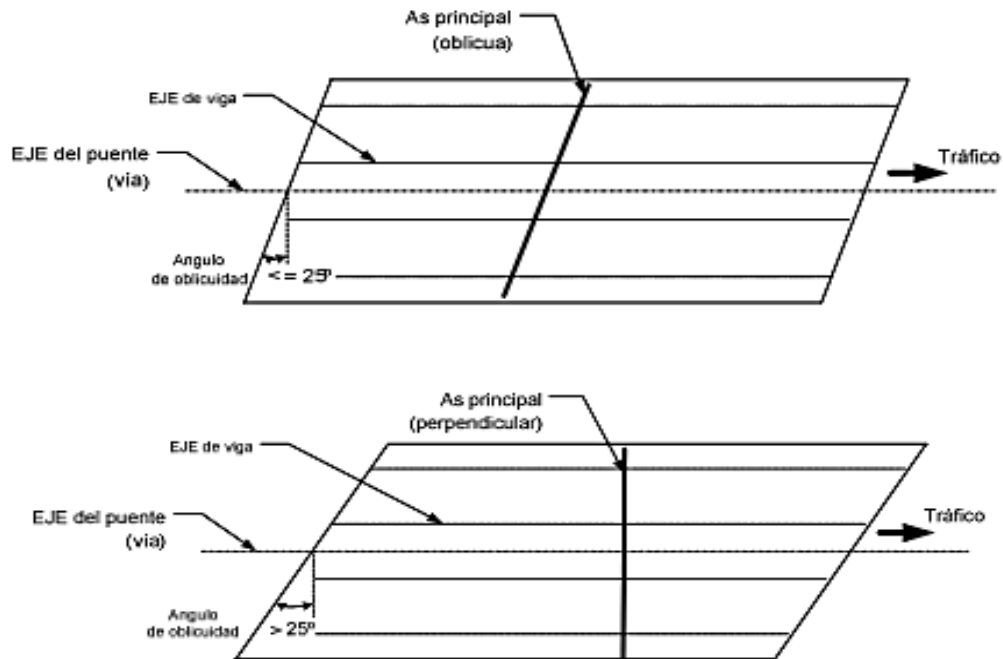
$$t_{\min} = \frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}, \quad \text{tramos continuos} \quad (3.34)$$

Donde:

S: longitud efectiva (distancia libre entre las caras de las vigas)

- Disposición de la armadura en tableros oblicuos o esviados:

Cuando el Angulo de oblicuidad, medido entre la línea de apoyo y la perpendicular al eje longitudinal del puente, es menor o igual a 25° la armadura principal puede disponerse en la dirección de la oblicuidad, caso contrario esta armadura se la coloca de forma perpendicular a los elementos principales de apoyo.



Armadura en tableros esviados [51]

- Apoyo de los bordes:

El borde del tablero debe reforzarse mediante una viga u elemento lineal, los cuales deben actuar en forma compuesta con el tablero. Si la dirección de la armadura principal del tablero es transversal a los elementos soportantes o si el tablero actúa en forma compuesta con un parapeto de hormigón estructuralmente continuo no es necesario proveer una viga de borde adicional.

- Losas de voladizo:

Para protecciones laterales tipo poste y valla vehicular, se debe verificar el punzonamiento en la parte extrema de la base de los postes debido a cargas de choque vehicular, para evitar el corte por punzonamiento se puede: incrementar el espesor de la losa, colocar una armadura especial o utilizar placas base debajo de los postes.

Estados límite de diseño del tablero de hormigón armado [51]

- Estado límite de servicio

Para este estado límite los tableros y sistemas de piso se analizan como estructuras elásticas, para el diseño de tableros metálicos livianos y tableros de hormigón se deben considerar los efectos de la deformación excesiva del tablero (deflexión local por cargas de rueda), como referencia se debe considerar que la flecha provocada por la carga viva vehicular (LL) incluido el efecto por carga dinámica (IM) no debe ser mayor que:

$\leq L/800$ para puentes únicamente con tráfico vehicular,
 $\leq L/1000$ para puentes con tráfico vehicular y peatonal limitado, y
 $\leq L/1200$ para puentes con tráfico vehicular y peatonal significativo.

Donde:

L: luz del vano, distancia entre ejes de los aparatos de apoyo.

- Estado límite de fatiga y fractura

Para tableros de hormigón al igual que para tableros de madera no se requiere que se investigue la fatiga, excepto para aquellos que utilizan las aplicaciones multiviga así como los demás tipos de tableros que deben diseñarse acogiendo en cada caso lo especificado de acuerdo a las características del material constructivo.

- Estado límite de resistencia

En este estado límite los tableros y sistemas de piso se pueden analizar ya sea como estructuras elásticas o como inelásticas y se diseñan a manera de satisfacer los requisitos del material de construcción.

- Estado límite de evento extremo

Este estado límite tiene vigencia para el diseño de los voladizos de los tableros de las secciones transversales de los puentes y se diseñan para las solicitaciones transmitidas por el tráfico y las protecciones laterales combinadas utilizando las cargas, procedimientos de análisis y estados límite especificados.

Cargas de diseño del tablero de hormigón armado [51]

Para el diseño de tableros de hormigón armado actúan tanto cargas vivas como cargas muertas y son:

Cargas Muertas:

- Peso de las protecciones laterales P_b [N/mm],
- Capa de rodadura W_{DW} [N/mm],
- Peso de la losa del tablero W_s [N/mm],
- Peso de la losa del voladizo W_{vol} [N/mm].

Carga Viva:

- Carga viva vehicular **HL-93** [KN],
- Efecto dinámico de la carga vehicular LL_{IM} (% de los efectos de la carga viva vehicular).

Métodos de diseño del tablero de hormigón armado [51]

Tenemos dos métodos de diseño el primer método es el llamado método empírico y el segundo es el método de los factores de distribución de carga.

Método empírico [51]

Este método de diseño de tableros para puentes se usa exclusivamente para tableros de losas de hormigón soportadas por elementos

longitudinales pero no es aplicable al diseño de los voladizos del tablero de la sección transversal del puente.

Condiciones de diseño:

- Los elementos de apoyo del tablero deben ser vigas de hormigón armado o de acero,
- El tablero debe hormigonarse totalmente en el sitio y ser curado con agua,
- Se instalan vigas transversales o diafragmas en las secciones transversales coincidentes con los apoyos del puente,
- Para secciones transversales que involucran elementos rígidos a torsión, se colocan diafragmas intermedios entre los cajones, en secciones transversales separadas una distancia máxima de 800 mm o armaduras suplementarias sobre las almas para tomar esfuerzos de flexión transversal entre vigas cajón,
- El máximo valor de la longitud efectiva de cálculo es 4100 mm,
- La relación entre la longitud efectiva y el espesor de diseño debe ser mayor o igual que 6 y menor a lo sumo igual a 18,
- El espesor del tablero es uniforme, excepto en las zonas de las alas de las vigas que pueden ser acarteladas así como en otros sitios que requieren de incrementos localizados de espesor,
- El espesor mínimo de la losa es igual a 175 mm excluyendo la superficie sacrificable cuando corresponda, considerando 50 mm de recubrimiento superior y 25 mm de recubrimiento inferior, obteniéndose un núcleo armado de 100 mm de altura,
- La altura del núcleo de la losa es mayor o igual que 100 mm,
- La resistencia a la compresión del hormigón del tablero especificada a los 28 días es 28 MPa,
- La longitud del voladizo de la sección transversal del puente medido desde el eje de la viga externa es mínimo igual a 5 veces el espesor de la losa, o si hay un parapeto de hormigón estructuralmente continuo actuando de forma compuesta con el

voladizo, entonces la longitud del voladizo es mínimo igual a 3 veces el espesor de la losa.

- El tablero debe trabajar monolíticamente con los elementos estructurales sobre los cuales se apoya.

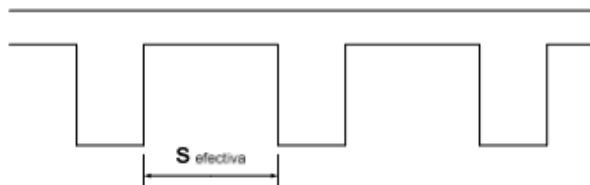
Voladizos del tablero:

No se aplican los requisitos anteriores, se ejecuta de conformidad con las especificaciones establecidas para considerar la carga viva junto con las fuerzas provocadas por el choque de vehículos contra las protecciones laterales vehiculares mediante un mecanismo de falla.

Longitud efectiva:

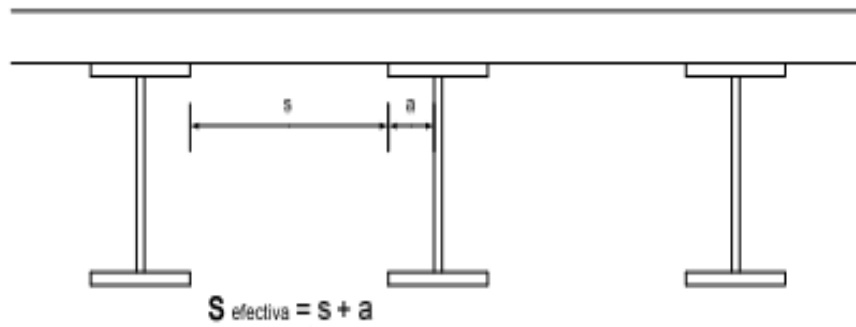
Para este método la longitud efectiva se debe considerar de la siguiente manera:

- Para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas es igual a la distancia libre entre las caras de las vigas o muros.



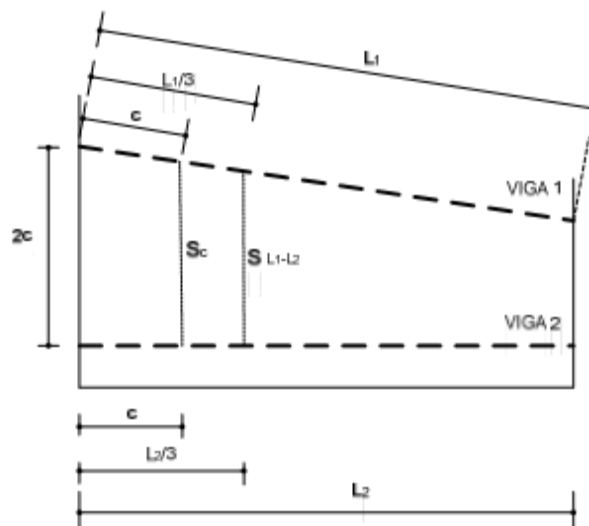
Losa y vigas de hormigón (monolíticas) [51]

- Para secciones compuestas de losas de hormigón apoyadas sobre vigas metálicas o de hormigón, entonces se toma como longitud efectiva a la distancia entre los extremos de las alas mas la longitud del ala, considerada como distancia desde el borde del ala hasta la cara del alma, despreciando chaflanes en caso de existir.



Sección compuesta [51]

- En caso de que los elementos de apoyo no estén uniformemente espaciados, la longitud efectiva S_{efectiva} se toma el mayor valor entre:
- La separación de las vigas medida en la abscisa igual a la mitad de la separación más extrema de las mismas S_c , y
 - La separación de las vigas medido al tercio de sus longitudes S_{L1-L2}



Vigas espaciadas en forma desigual [51]

Armadura requerida:

El tipo de acero debe ser de grado 420 o superior, consiste en barras rectas con los ganchos que sean requeridos se pueden usar empalmes traslapados o mecánicos, en las losas diseñadas por el método empírico se debe disponer de 4 capas de armadura isotrópica tan próximas a las superficies exteriores como lo permitan los requisitos de recubrimiento, en cada cara de la losa, la capa más externa de la armadura se dispone en la dirección de la longitud efectiva.

La separación máxima de la armadura será de 450 mm y la armadura mínima es:

0,570 mm²/mm de acero para cada capa inferior, y

0,380 mm²/mm de acero para cada capa superior.

En tableros esviados si el ángulo de oblicuidad es mayor que 25° la armadura especificada en ambas direcciones se debe duplicar en las zonas de los extremos del tablero.

Se consideran zonas extremas a las zonas que tienen longitudinalmente una distancia igual a la longitud efectiva de la losa.

Método de factores de distribución de la carga viva vehicular [51]:

Este método fue propuesto por las especificaciones AASTHO para las sobrecargas vehiculares normalizadas (HL-93), simplifica el proceso de diseño estableciendo un conjunto de relaciones que ayudan a determinar el ancho de las franjas resistentes, así como los valores de los factores de distribución de carga viva para el cálculo de cortes y momentos según el material, el tipo de tablero y de vigas, la separación entre vigas y el número de vías de diseño.

Franjas equivalentes de distribución de carga viva vehicular para Puentes losa [51]

Para el cálculo del corte y momento por vía se distribuye la carga viva vehicular en una franja longitudinal del tablero, cuyo ancho (E) es función de la longitud y el ancho del vano del puente.

Este ancho por carril se obtiene con las siguientes expresiones:

Para una vía cargada:

$$E^S = 250 + 0,42 \sqrt{L_1 \cdot W_1} \quad (3.35)$$

Para varias vías cargadas:

$$E^M = 2100 + 0,12 \sqrt{L_1 \cdot W_1} \leq \frac{W}{N_L} \quad (3.36)$$

Donde:

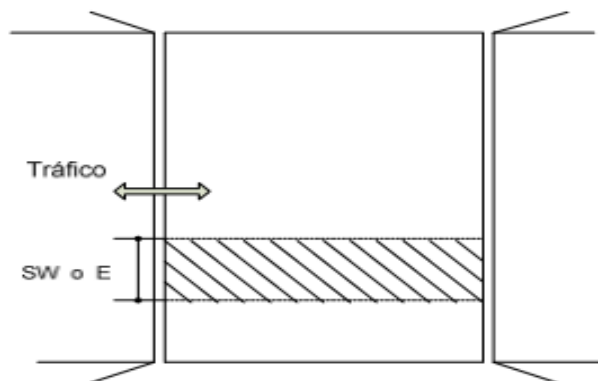
E^S, E^M : Ancho equivalente para la franja de diseño (mm),

L_1 : Longitud modificada del vano (mm), igual al menor valor entre la longitud del vano actual y 18 000 mm,

W_1 : Ancho modificado de borde a borde del puente (mm) igual al menor valor entre el ancho actual 0 18 000 mm para múltiples vías cargadas o 9 000 mm para una sola vía cargada,

W : Ancho físico del puente (mm), y

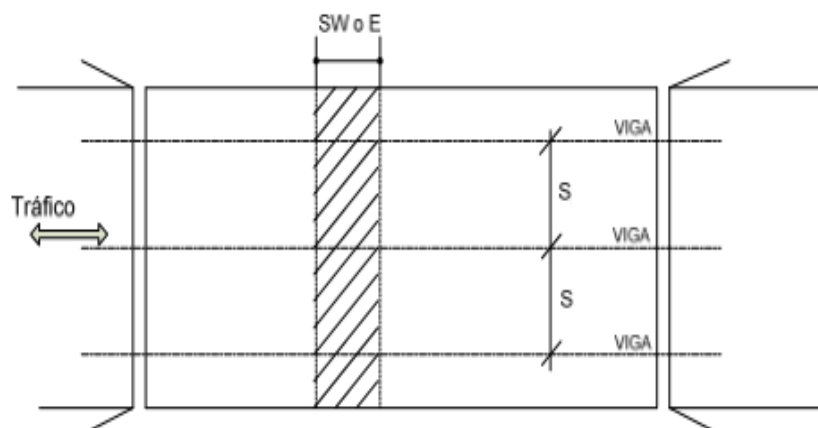
N_L : Número de vías o carriles de diseño.



Puente losa [51]

Franjas equivalentes de distribución de carga viva vehicular para puentes de vigas y losa [51]

Estos puentes se analizan mediante una franja perpendicular a los elementos soportantes, existen dos tipos de franjas una en los bordes o extremos no soportados del tablero y otro tipo de franja dentro de los vanos entre vigas (franjas interiores).



Puente de vigas y losa [51]

➤ Franja equivalente interior:

Si el tablero se extiende en la dirección paralela al tráfico, las fajas que soportan las cargas por eje no serán mayores a 1000 mm en el caso de emparrillados abiertos y no mayor a 3 600 mm para los demás tableros.

En la tabla 3.21 se detalla el ancho de la franja principal (mm), de acuerdo con la dirección de la franja principal en relación al tráfico y el material utilizado en el tablero.

Tipo de tablero	Dirección de la franja principal en relación con el tráfico	SF - Ancho de la franja principal (mm)
Hormigón:		
. Hormigonado en sitio	Voladizo	$1140 + 0,833 \cdot X$ ($\leq 3\ 600\ mm$)
	Paralela o perpendicular	$M^+ : 660 + 0,55 \cdot S$ $M^- : 1220 + 0,25 \cdot S$ ($\leq 3\ 600\ mm$)
. Hormigonado en sitio, y encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	
. Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	
Acero:		
. Emparrillado abierto	Barras principales	$0,007 \cdot P + 4,0 \cdot S_b$ ($\leq 1\ 000\ mm$)
. Emparrillado con vanos llenos total o parcialmente		Especificaciones especiales
. Emparrillado compuesto sin relleno		Especificaciones especiales
Madera:		
+ Laminada y encolada prefabricada:		
- No Interconectada	Paralela	$2,0 \cdot h + 760$
	Perpendicular	$2,0 \cdot h + 1020$
- Interconectada	Paralela	$2280 \cdot h + 0,07 \cdot L$
	Perpendicular	$4,0 \cdot h + 760$
+ Laminada y tesada	Paralela	$0,066 \cdot S + 2740$
	Perpendicular	$0,84 \cdot S + 610$
+ Laminada y clavada		
- tableros continuos, o paneles Interconectados	Paralela	$2,0 \cdot h + 760$
	Perpendicular	$4,0 \cdot h + 1020$
- paneles no Interconectados	Paralela	$2,0 \cdot h + 760$
	Perpendicular	$2,0 \cdot h + 1020$
+ Tablones	Tablones paralelos :	
	- w_p toma la Carga del eje , Si: $w_p \geq 500\ mm$	
	- Carga de eje proporcional a $w_p/500$, Si $w_p < 500\ mm$	
	Tablones perpendiculares:	
	- w_p toma la Carga del eje , Si: $w_p \geq 250\ mm$	
	- carga del eje proporcional a $w_p/250$, Si $w_p < 250\ mm$	
NOMENCLATURA:		
S = separación entre elementos de apoyo (mm);		
h = altura del tablero (mm);		
L = longitud del tramo del tablero (mm);		
P = carga de eje (N);		
M^+ = momento positivo (N · mm);		
M^- = momento negativo (N · mm);		
X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm);		
S_b = separación de las barras del emparrillado (mm).		
w_p = ancho tablón (mm).		

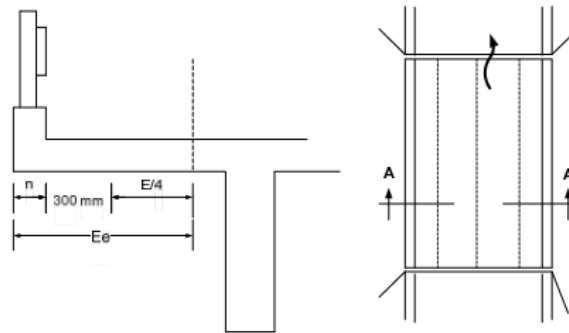
Franjas interiores [51]

- Franja equivalente en los bordes del tablero:

Bordes o voladizos longitudinales:

Si el tablero se extiende en dirección al tráfico, el ancho efectivo de la franja E_e con o sin una viga exterior puede ser tomado como la distancia media desde el borde del tablero hasta la cara interna de la protección lateral más 300 mm y más la cuarta parte del ancho de la faja interior longitudinal o transversal del análisis del tablero

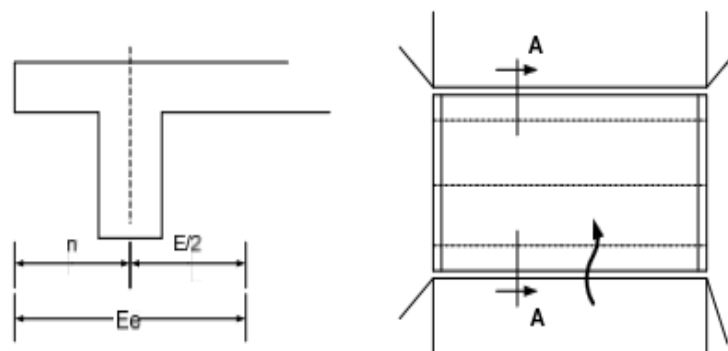
pero sin exceder la mitad del ancho de la franja equivalente del tablero (SW, E) o los 1800 mm.



Voladizo longitudinal [51]

Bordes o voladizos transversales:

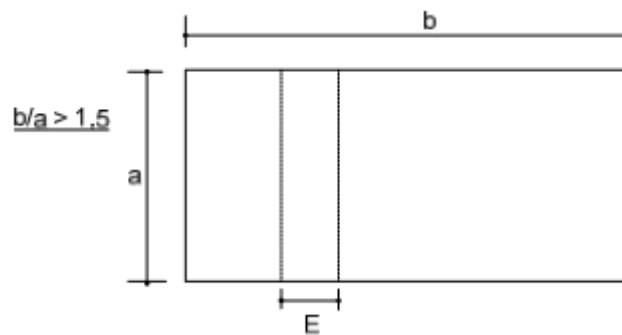
El ancho efectivo de la franja E_e con o sin viga exterior puede ser tomada como la suma de la distancia media entre el borde transversal del tablero y el eje de la primera línea de soporte del tablero, usualmente el alma de una viga transversal más la mitad del ancho de la franja principal de análisis del tablero, sin exceder el ancho total de la franja principal.



Voladizo transversal [51]

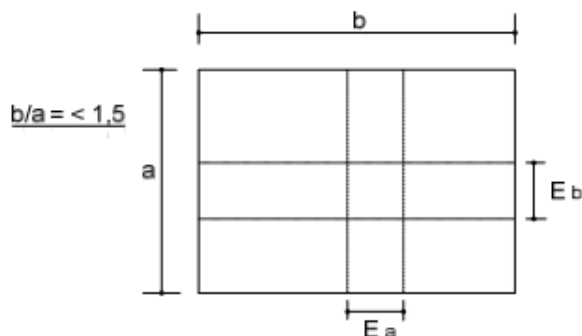
Distribución de la carga de rueda en las franjas equivalentes [51]

Si la relación entre el espaciamiento de los elementos de apoyo en el lado largo (b) con respecto al espaciamiento en el lado corto (a) es mayor que 1,5 entonces se considera que todas las cargas de rueda se aplican en la franja del tablero que se extiende en la dirección del lado más corto (franja principal) y por tanto la franja en el otro lado (franja secundaria) se puede diseñar para un porcentaje de la resistencia correspondiente a la franja principal.



Losa con armadura en una dirección [51]

Si la relación entre el lado largo (b) y el lado corto (a) es menor que 1,5 entonces el tablero se modela como un sistema de franjas ortogonales que se interceptan.



Losa con armadura en las dos direcciones [51]

En ausencia de cálculos más exactos, la rigidez de la franja K_s [N/mm] puede obtenerse mediante la siguiente expresión:

$$K_s = \frac{E \cdot I_s}{S^3} \quad (3.37)$$

Donde:

E: módulo de elasticidad (MPa),

I_s : factor de inercia de banda franja equivalente (mm^4),

S: espaciamiento entre los elementos soportantes (mm).

Cálculo de las solicitaciones [51]

Para el cálculo de las solicitaciones en la sección de diseño, se consideran a las franjas equivalentes del tablero como vigas simplemente apoyadas o vigas continuas, según el caso, en donde la longitud de cada vano es la distancia centro a centro de los elementos soportantes, a los cuales se los considera infinitamente rígidos. Las cargas de rueda se modelan como cargas concentradas o como cargas distribuidas en el área de contacto de la rueda, que tiene una longitud en la dirección del tráfico incrementada en el espesor del tablero (t):

$$\text{Área} = a \times (l + t) \quad (3.38)$$

Donde:

a : ancho del área de contacto de la rueda (mm),

l : longitud del área de contacto de rueda (mm), y

t : espesor del tablero (mm).

La verificación del corte en los tableros se realizará según la sección transversal:

- En la cara de los elementos soportantes: en puentes monolíticos de hormigón armado, puentes de vigas cajón metálicas o de hormigón, de vigas prefabricadas de hormigón,

- En el cuarto del ancho del ala medido desde el eje del elemento soportante: en puentes de vigas de acero tipo I o canal, con tableros de hormigón armado fundido en el sitio,
- En el tercio del ancho del ala pero ≤ 380 mm medido desde el eje del elemento soportante: en puentes de vigas prefabricadas tipo I o cajones abiertos, con tableros de hormigón armado fundido en sitio,
- En el cuarto del ancho del ala medido desde el eje del elemento soportante: en puentes de vigas de madera, con tableros de hormigón armado fundido en sitio.

Armadura de distribución [51]

En la parte inferior de la losa del tablero se dispone una armadura perpendicular la armadura principal, en una cantidad igual al porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

$$A_D = \% \times A_s^+ \quad (3.39)$$

Si la armadura principal es paralela al tráfico se tiene:

$$\% = \frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50 \% \quad (3.40)$$

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico se tiene:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67 \% \quad (3.41)$$

Donde:

S: longitud efectiva (mm)

Diseño de los voladizos del tablero [51]

El tablero se diseña para que sea mucho más resistente que el sistema de protección lateral, de tal forma que la falla en caso de producirse, se presente en la protección lateral y no se extienda al tablero, lo cual facilita la reparación y reduce los costos.

Las fuerzas debido al choque vehicular, que deben ser tomadas en cuenta durante el diseño del voladizo del tablero varían de acuerdo con el tipo de protección lateral. En todo diseño independientemente del tipo de protección lateral se deben considerar tres casos de carga considerados separadamente y son:

Caso 1: fuerzas de impacto longitudinal y transversal en la combinación 2 del estado límite de evento extremo, con un factor de carga para carga muerta $\gamma_p = 1,00$,

Caso 2: fuerza vertical de impacto en la combinación 2 del estado límite de evento extremo, con un factor de carga para carga muerta $\gamma_p = 1,00$,

Caso 3: cargas de diseño convencional (carga muerta + carga viva) que actúan sobre el voladizo, en la combinación 1 del estado límite de resistencia.

El efecto total de la fuerza factorada es igual a:

$$Q = \sum(\eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i) \quad (3.42)$$

Donde:

η_i : Factor de modificación de carga,

γ_i : Factor de carga,

Q_i : Efectos debidos a las solicitaciones.

Diseño de puentes de estructura metálica

Los puentes metálicos son estructuras que se construyen con rapidez, pero se encuentran sometidos a la acción corrosiva de los agentes atmosféricos, gases y humos de las ciudades y fábricas. Por ello, su mantenimiento es caro. Por otra parte una de las mayores ventajas del acero es su construcción en el taller y la facilidad de traslado al sitio para su armado lo que le permite competir con los puentes de concreto.

Un puente se diseña para soportar con seguridad el paso de todos los vehículos, durante su vida útil. No es posible para el diseñador conocer con exactitud cuáles son los vehículos que solicitarán la estructura o cuál será la vida útil de la misma. Para garantizar la seguridad de la estructura, se deben mantener algunas medidas de control y hacerse algunas previsiones en cuanto a la resistencia de los elementos de las estructuras metálicas ante cargas actuales y futuras es así como tenemos algunas recomendaciones normativas de diseño según la norma AASTHO LRFD [60].

Materiales de las estructuras de acero

Las estructuras de acero tienen características ventajosas frente a otros materiales y son:

Uniformidad: Las propiedades del acero no cambian considerablemente en el transcurso del tiempo.

Alta resistencia: La alta resistencia del acero por unidad de peso implica que las estructuras serán ligeras, esto es de gran importancia en puentes de grandes claros.

Durabilidad: Las estructuras de acero durarán de forma definitiva al realizar un mantenimiento adecuado.

Ductilidad: Es la propiedad que tiene el acero de soportar grandes deformaciones sin fallar al soportar altos esfuerzos de tensión.

Tenacidad: Poseen resistencia y ductilidad, siendo la propiedad del acero para absorber energía en grandes cantidades.

Elasticidad: el acero se acerca más a la hipótesis de diseño debido que sigue la ley de Hooke.

Costo de recuperación: el acero se puede reutilizar fundiendo la chatarra [60].

- **Aceros estructurales [52]:** los aceros estructurales deben satisfacer los requisitos de la tabla 3.21 y el diseño se realiza en base a sus

propiedades mínimas indicadas (Art. 6.4.1-[52]), se asume que el módulo de elasticidad y el coeficiente de expansión térmica de todos los aceros estructurales son iguales a 200 000 MPa y $11,7 \times 10^{-6}$ mm/mm/°C, respectivamente.

Denominación AASHTO	M 270M Grado 250	M 270M Grado 345	M 270M Grado 345S	M 270M Grado 345W	M 270M Grado HPS 345W	M 270M Grado HPS 485W	M 270M Grados 690/690W	
Denominación ASTM equivalente	A 709M Grado 250	A 709M Grado 345	A 709M Grado 345S	A 709M Grado 345W	A 709M Grado HPS 345W	A 709M Grado HPS 485W	A 709M Grados 690/690W	
Espesor de las placas, mm.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	No aplicable	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 100 incl.	Hasta 65 incl.	Más de 65 hasta 100 incl.
Perfiles	Todos los grupos Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	Todos los grupos	No aplicable	No aplicable	No aplicable	No aplicable
Mínima resistencia a la tracción, F_u , MPa	400	450	450	485	485	585	760	690
Mínimo punto de fluencia especificado o mínima resistencia a la fluencia especificada, F_y , MPa	250	345	345	345	345	485	690	620

Propiedades mecánicas mínimas del acero estructural según su forma, resistencia y espesor [52]

- **Cables para puentes [52]:** los cables utilizados en puentes (Art. 6.4.8.4-[52]) deberán satisfacer las especificaciones ASTM A 586- Especificación Estándar para torones estructurales de alambres de acero paralelos y enrollados helicoidalmente con recubrimiento de Zinc, la ASTM A 603 – Especificaciones Estándar para cables estructurales de acero con recubrimiento de zinc.

Estados Límite a analizar en los elementos estructurales de acero [52]

El comportamiento estructural de los elementos de acero o de acero combinado con otros materiales debe ser investigado para cada etapa que pueda resultar crítica durante la construcción, manipulación, transporte y montaje, así como durante la vida de servicio de la estructura de la cual forman parte. Los elementos estructurales (Art. 6.5-[52]) se deben dimensionar de tal manera que se satisfagan los requisitos correspondientes a los estados límite de resistencia, evento extremo, servicio y fatiga.

Dimensionamiento y detallado general de elementos estructurales de acero [52]

- **Longitud de tramo efectiva:** se debe tomar como la distancia entre los centros de los apoyos de los elementos estructurales longitudinales desde el inicio del tramo del puente hasta el final del mismo tramo del puente (Art. 6.7.1-[52]).
- **Contraflechas:** las estructuras de acero deben ser fabricadas con contraflechas (Art. 6.7.2-[52]) que compensen las flechas que provocan las cargas permanentes y la falta de alineamiento vertical. En los sistemas celosías, arco y atirantado se pueden realizar modificaciones selectivas a las longitudes de los componentes según corresponda para:
 - Ajustar la flecha debida a la carga permanente a fin de lograr la posición geométrica deseada,
 - Reducir o eliminar el acortamiento de los nervios, y
 - Ajustar el diagrama de momentos por cargas permanentes en las estructuras intermedias.
- **Mínimo espesor de acero:** para el acero estructural (Art. 6.7.3-[52]) incluido el acero utilizado para riostras, marcos transversales y todo tipo de placas de empalme, excepto las almas de los perfiles laminados, los nervios cerrados en los tableros ortótropos, las placas de relleno y el acero en las barandas, no deben tener un espesor menor a 8 mm.

El espesor del alma de las vigas o perfiles laminados y de los nervios cerrados de los tableros ortótropos debe tener como mínimo 7 mm.

Si se prevé que el acero será expuesto a importantes influencias corrosivas debe ser protegido especialmente contra la corrosión o en su lugar especificar un espesor de acero sacrificable.

- **Diafragmas y marcos transversales:** la necesidad de utilizar diafragmas o marcos transversales (Art. 6.7.4-[52]) se debe investigar para todas las etapas del proceso constructivo supuesto y también para la condición final. La investigación debe incluir:
 - Transferencia de cargas de viento laterales de la parte inferior de la viga al tablero y del tablero a los apoyos,
 - Estabilidad del alma inferior para todas las cargas cuando se encuentran en compresión, estabilidad del ala superior en compresión antes del curado del tablero, y
 - Distribución de cargas permanentes y sobrecargas verticales aplicadas a la estructura.

Los diafragmas deben ser diseñados para todas las combinaciones de cargas de los diferentes estados límites aplicables lo cual depende de las solicitaciones aplicadas como se aprecia en el numeral 3.1.4 del presente trabajo de graduación.

Los diafragmas deben ser colocados necesariamente en los extremos del puente así como en los puntos intermedios donde la continuidad de la losa se vea interrumpida.

En el caso correspondiente a las celosías y arcos se tienen que ubicar diafragmas en las uniones a las vigas de tablero y en otras uniones o puntos de aplicación de cargas concentradas, también se puede proveer de diafragmas internos para mantener la alineación de los elementos.

Cuando el extremo de la placa de alma o el cubrejunta se encuentra a una distancia mayor o igual que 1200 mm del punto de intersección de los elementos, se debe proveer un diafragma entre las placas de empalme donde se conectan los elementos principales.

- **Arriostramiento lateral:** cuando sea requerido un arriostramiento lateral (Art. 6.7.5-[52]) debe investigar las siguientes características :

- Transferencia de cargas laterales de viento,
- Transferencia de cargas laterales, y
- Control de las deformaciones durante la fabricación, el montaje y la colocación del tablero.

El arriostramiento lateral requerido para condiciones que no sean la condición final podrá ser retirado.

Si el arriostramiento lateral requerido es permanente éste debe ser diseñado para todos los estados límites aplicables lo cual depende de las solicitaciones aplicadas como se aprecia en el numeral 3.1.4 del presente trabajo de graduación.

Elementos traccionados [52]

Para elementos y empalmes sujetos a tracción axial (Art. 6.8.1-[52]) se debe investigar la fluencia en la sección bruta y fractura en la sección neta.

Para determinar la sección bruta se deben considerar todos los orificios mayores que los típicamente utilizados para instalar conectores.

Para determinar la sección neta se debe considerar:

- El área bruta a partir de la cual se realizarán las deducciones ,
- Deducciones para todos los orificios en la sección transversal de diseño,
- La corrección de las deducciones de los orificios ,
- Aplicación del factor de reducción U para considerar el retraso del corte, y
- La aplicación del factor de eficiencia correspondiente al área máxima del 85 %.

Los elementos traccionados deben satisfacer los requisitos de esbeltez y de fatiga.

- **Resistencia a la tracción** : la resistencia a la tracción axial mayorada P_r , (Art. 6.8.2-[52]) se determina como el menor valor entre las siguientes ecuaciones:

$$P_r = \phi_y \cdot P_{ny} = \phi_y \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.43)$$

$$P_r = \phi_u \cdot P_{nu} = \phi_u \cdot F_u \cdot A_n U \quad (3.44)$$

Donde:

P_{ny} : Resistencia nominal a tracción para fluencia en la sección bruta [N],

F_y : Mínima resistencia a la fluencia especificada [MPa],

A_g : Área bruta de la sección transversal del elemento [mm²],

P_{nu} : Resistencia nominal a tracción para fractura en la sección neta [N],

F_u : Resistencia a la tracción [MPa],

A_n : Área neta del elemento [mm²],

U : Factor de reducción que considera el retraso del corte,

ϕ_y : Factor de resistencia para la fluencia de los elementos traccionados,

ϕ_u : Factor de resistencia para fractura de los elementos traccionados.

- **Combinación de tracción y flexión**: un componente solicitado a tracción y flexión (Art. 6.8.2.3-[52]) debe satisfacer las ecuaciones siguientes:

Si $\frac{P_u}{P_r} < 2$, entonces

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left[\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right] \leq 1 \quad (3.45)$$

Si $\frac{P_u}{P_r} \geq 2$, entonces

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left[\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right] \leq 1 \quad (3.46)$$

Donde:

P_r : Resistencia mayorada a la tracción [N],

M_{rx} : Resistencia mayorada a la flexión respecto al eje x [N-mm],

M_{ry} : Resistencia mayorada a la flexión respecto al eje y [N-mm],

M_{ux}, M_{uy} : Momentos flectores debidos a cargas mayoradas respecto a los ejes X e Y respectivamente [N-mm],

P_u : Solicitación axial debida a las cargas mayoradas [N],

ϕ_f : Factor de resistencia para la flexión.

Si debido a la combinación de tracción y flexión un ala esta solicitada para una tensión neta de compresión se debe investigar su estabilidad para determinar si hay pandeo local.

- **Esbeltez límite:** con la excepción de varillas, barras de ojo, cables y placas, los elementos solicitados a tracción deben satisfacer los siguientes requisitos de esbeltez (Art. 6.8.4-[52]):

Para elementos principales sujetos a inversiones de tensión:

$$\frac{l}{r} \leq 140,$$

Para elementos principales no sujetos a inversiones de tensión:

$$\frac{l}{r} \leq 200,$$

Para elementos de arriostramiento... $\frac{l}{r} \leq 240$

Donde:

l : longitud no arriostrada [mm],

r : radio mínimo de giro [mm],

Elementos comprimidos [52].

Los siguientes requisitos (Art. 6.9.1-[52]) se deben aplicar a los elementos de acero prismáticos compuestos y no compuestos que tengan al menos un plano de simetría y solicitados ya sea a compresión axial o a una combinación de compresión axial y flexión respecto de un eje de simetría.

- **Resistencia a la compresión:** La resistencia mayorada de los componentes en compresión (Art. 6.9.2-[52]) P_r , se debe tomar como:

$$P_r = \phi_c \cdot P_n \quad (3.47)$$

Donde:

P_n : Resistencia nominal a la compresión [N],

ϕ_c : Factor de resistencia para la compresión.

La resistencia nominal a la compresión P_n , se toma como:

Si $\lambda \leq 2,25$, entonces

$$P_n = 0,66^\lambda \cdot F_y \cdot A_g \quad (3.48)$$

Si $\lambda > 2,25$, entonces

$$P_n = \frac{0,88 \cdot F_y \cdot A_g}{\lambda} \quad (3.49)$$

Donde:

$$\lambda = \left[\frac{K \cdot l}{r_s \cdot \pi} \right]^2 \frac{F_y}{E} \quad (3.50)$$

A_g : Área bruta de la sección transversal [mm],

F_y : Mínima resistencia a la fluencia especificada [MPa],

E : Módulo de elasticidad [MPa],

K : Factor de longitud efectiva,

l : Longitud no arriostrada [mm],

r_s : Radio de giro respecto del plano de pandeo [mm].

- **Combinación de compresión axial y flexión:** la carga de compresión axial, P_u y los momentos concurrentes, M_{ux} y M_{uy} , calculados para cargas mayoradas (Art. 6.9.2.2-[52]) de acuerdo con los métodos analíticos elásticos deben satisfacer la siguiente relación:

Si $\frac{P_u}{P_y} < 0,2$, entonces

$$\frac{P_u}{2.0 P_r} + \left[\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right] \leq 1 \quad (3.51)$$

Si $\frac{P_u}{P_y} \geq 0,2$, entonces

$$\frac{P_u}{P_r} + \frac{8.0}{9.0} \left[\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \right] \leq 1 \quad (3.52)$$

Donde:

P_r : Resistencia mayorada a la compresión [N],

M_{rx} : Resistencia mayorada a la flexión respecto al eje x [N.mm],

M_{ry} : Resistencia mayorada a la flexión respecto al eje y [N.mm],

M_{ux}, M_{uy} : Momentos flectores debidos a cargas mayoradas respecto a los ejes X e Y respectivamente [N.mm],

P_u : Solicitación axial debida a las cargas mayoradas [N],

ϕ_f : Factor de resistencia para la flexión.

- **Esbeltez límite:** los elementos solicitados a compresión (Art. 6.9.3-[52]) deben satisfacer los siguientes requisitos de esbeltez:

Para elementos principales..... $\frac{Kl}{r} \leq 120$,

Para elementos de arriostramiento..... $\frac{Kl}{r} \leq 140$

Donde:

K : factor de longitud efectiva,

l : longitud no arriostrada [mm],

r : radio mínimo de giro [mm],

- **Coeficientes de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial:** la esbeltez de las placas (Art. 6.9.4.2-[52]) debe satisfacer la siguiente ecuación:

$$\frac{b}{t} \leq K \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.53)$$

Donde:

K : Coeficiente de pandeo de placas,

b : Ancho de placa [mm],

t : Espesor de placa [mm]

El semiancho de la las de las secciones doble T armadas deberá satisfacer:

$$\frac{b}{t} \leq 0,64 \sqrt{\frac{K_c E}{F_y}} \quad (3.54)$$

y

$$0,35 \leq K_c \leq 0,76 \quad (3.55)$$

Donde:

$$K_c = \frac{4}{\sqrt{\frac{D}{t_w}}} \quad (3.56)$$

Y donde:

b: semiancho del ala [mm],

D: profundidad del alma [mm].

El espesor de pared de los tubos deberá satisfacer:

➤ Para tubos circulares:

$$\frac{D}{t} \leq 2,8 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.57)$$

➤ Para tubos rectangulares:

$$\frac{b}{t} \leq 1,7 \sqrt{\frac{E}{F_y}} \quad (3.58)$$

Donde:

D : Diámetro del tubo [mm],

b : Ancho de la cara [mm],

t : Espesor del tubo [mm].

Placas apoyadas a lo largo de un borde	k	b
Alas y ramas salientes o placas	0.56	• En las secciones doble Te laminadas, semiancho de ala
		• En las secciones tipo canal, ancho de ala total
		• En las placas, distancia entre el borde libre y la primera línea de bulones o soldaduras
		• Para los pares de perfiles tipo ángulo simple en contacto continuo, ancho total de una rama saliente
Almas de las secciones Te laminadas	0.75	• Profundidad total de la Te
Otros elementos salientes	0.45	• En los puntales compuestos por un único perfil tipo ángulo simple o por dos perfiles tipo ángulo simple con separador, ancho total de la rama saliente
		• Para otros elementos, totalidad del ancho saliente
Placas apoyadas a lo largo de dos bordes	k	b
Alas de secciones tipo cajón y cubrejuntas	1.40	• Para las alas de secciones tipo cajón, distancia libre entre almas menos el radio de la esquina interna a cada lado
		• Para los cubrejuntas en alas, distancia entre líneas de soldaduras o bulones
Almas y otros elementos tipo placa	1.49	• Para las almas de las vigas laminadas, distancia libre entre almas menos los radios de los chaflanes
		• Para todos los demás elementos, distancia libre entre apoyos de borde
Cubrejuntas perforados	1.86	• Distancia libre entre apoyos de borde

Coeficiente de pandeo de placas y ancho de placas para compresión axial [52]

Requisitos para estructuras especiales [52]

Arcos de alma maciza

- **Esbeltez de las almas:** la esbeltez de las almas (Art. 6.14.4.2-[52]) de los nervios de los arcos deben satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{D}{t_w} \leq K \sqrt{\frac{E}{f_a}} \quad (3.59)$$

Donde:

f_a : Tensión axial debida a las cargas mayoradas [MPa],

K : Factor de estabilidad de placas.

CONDICIÓN	k	I_z
Sin rigidizador longitudinal	1.25	—
Un rigidizador longitudinal	1.88	$I_z = 0.75 D t_w^3$
Dos rigidizadores longitudinales	2.51	$I_z = 2.2 D t_w^3$

Esbeltez de placa de arcos [52]

El momento de inercia de los rigidizadores respecto de un eje paralelo al alma en la base del rigidizador no debe ser menor que la especificada en la tabla 3.23

La relación entre el ancho y el espesor de los rigidizadores debe satisfacer la siguiente expresión:

$$\frac{b}{t} \leq 0,048 \sqrt{\frac{E}{f_a - \frac{f_b}{3}}} \leq 12 \quad (3.60)$$

Donde:

f_b : Máxima tensión debida a las cargas mayoradas [MPa].

- **Estabilidad de las alas:** la relación entre el ancho y el espesor de las alas (Art. 6.14.4.3-[52]) debe satisfacer la siguiente expresión:

Para el ancho entre las almas:

$$\frac{b}{t} \leq 1,06 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \quad (3.61)$$

Para los anchos de los vuelos:

$$\frac{b}{t} \leq 0,408 \sqrt{\frac{E}{f_a + f_b}} \leq 12 \quad (3.62)$$

Diseño de puentes de sección compuesta

Las secciones compuestas de puentes son secciones transversales de la superestructura que están constituidas por elementos de distinto material en nuestro país las más empleadas son:

Tablero de hormigón armado + vigas de hormigón armado,

Tablero de hormigón armado + vigas de hormigón armado prefabricadas,

Tablero de hormigón armado + vigas de acero.

El diseño de puentes de sección compuesta difiere del diseño del acero estructural tradicional, el cual considera sólo la resistencia del acero, mientras que el diseño de secciones compuestas asume que el acero y el concreto trabajan juntos en la resistencia de las cargas al tener una adecuada conexión entre ellos. Esto resulta en diseños más económicos, debido a que la cantidad de acero puede ser reducida [51].

Elementos de sección compuesta sometidos a compresión [52].

- **Resistencia nominal a la compresión:** los requisitos (Art. 6.9.5.1-[52]) a mencionarse se deben aplicar a las columnas compuestas no solicitadas a flexión, la resistencia nominal a la compresión de una columna compuesta se debe tomar como:

Si $\lambda \leq 2,25$, entonces

$$P_n = 0,66^\lambda \cdot F_e \cdot A_s \quad (3.63)$$

Si $\lambda > 2,25$, entonces

$$P_n = \frac{0,88 \cdot F_e \cdot A_s}{\lambda} \quad (3.64)$$

Donde:

$$\lambda = \left[\frac{K \cdot l}{r_s \cdot \pi} \right]^2 \frac{F_e}{E_e} \quad (3.65)$$

$$F_e = F_y + C_1 F_{yr} \left[\frac{A_r}{A_s} \right] + C_2 f'_c \left[\frac{A_c}{A_s} \right] \quad (3.66)$$

$$E_e = E \left[1 + \left[\frac{C_3}{n} \right] \left[\frac{A_c}{A_s} \right] \right] \quad (3.67)$$

Donde:

A_s : Área de la sección transversal de la sección de acero [mm²],

A_c : Área de la sección transversal de la sección de hormigón [mm²],

A_r : Área total de la armadura longitudinal [mm²],

F_y : Mínima resistencia a la fluencia del acero [MPa],

F_{yr} : Mínima resistencia a la fluencia de la armadura longitudinal [MPa],

f'_c : Mínima resistencia a compresión del hormigón a los 28 días [MPa],

E : Módulo de elasticidad del acero [MPa],

l : Longitud no arriostrada de la columna [mm],

K : Factor de longitud efectiva,

n : Relación de módulos del hormigón,

r_s : Radio de giro de la sección de acero en el plano de flexión,

C_1, C_2, C_3 : Constantes para columnas compuestas.

	TUBOS RELLENOS	PERFILES REVESTIDOS
C_1	1.00	0.70
C_2	0.85	0.60
C_3	0.40	0.20

Constantes para columnas compuestas [52]

➤ **Limitaciones Generales :**

Las limitaciones generales (Art. 6.9.5.2.1-[52]) indican que si el área de la sección transversal de acero representa al menos 4 % del área total de la sección transversal, la resistencia a la compresión se calcula con la teoría expuesta anteriormente.

Si el área de la sección transversal de acero representa menos del 4% del área total de la sección transversal, la resistencia a la compresión se calcula como para una columna de hormigón armado.

La resistencia a la compresión del hormigón debe estar comprendida entre 20 MPa y 55 MPa.

La resistencia a la fluencia mínima especificada de la sección de acero y la armadura longitudinal utilizada para calcular la resistencia nominal a la compresión no debe ser mayor que 420 MPa.

Al diseñar los apoyos se debe considerar la transferencia de la totalidad de la carga en la columna compuesta.

La sección transversal debe tener como mínimo un eje de simetría.

➤ **Perfiles revestidos de hormigón:**

A los perfiles revestidos de hormigón (Art. 6.9.5.2.3-[52]) se los debe reforzar con armadura longitudinal y lateral. La separación de los estribos laterales no debe ser mayor que el menor valor entre:

16 diámetros de las barras longitudinales,

48 diámetros de las barras de los estribos, o

0,5 de la menor dimensión lateral del elemento compuesto.

Si se tienen múltiples perfiles de acero en una misma sección transversal de una columna compuesta, éstos deben estar conectados entre sí enlazados mediante placas de unión para evitar el pandeo de los perfiles individuales cuando el hormigón endurezca.

Resistencia nominal a flexión en elementos de sección compuesta [52].

- **Perfiles revestidos de hormigón:** la resistencia nominal a la flexión de los perfiles revestidos de hormigón (Art. 6.12.2.3.1-[52]) sujetos a flexión sin compresión se debe tomar como el menor valor entre:

$$M_n = M_{ps} \quad , \text{ o} \quad (3.68)$$

$$M_n = M_{yc} \quad (3.69)$$

Para los perfiles revestidos de hormigón sujetos a compresión y flexión se debe tomar como:

Si $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,3$ entonces:

$$M_n = ZF_y + \frac{(d-2c) A_r F_{yr}}{3} + \left[\frac{d}{2} - \frac{A_w F_y}{1,7 f_{tc} b} \right] A_w F_y \quad (3.70)$$

Si $0,0 < \frac{P_u}{\phi_c P_n} < 0,3$ entonces:

M_n se debe calcular interpolando linealmente entre el valor de las ecuaciones 3.68 o 3.69 para $P_u=0$ y el valor dado por la ecuación 3.70 para $\frac{P_u}{\phi_c P_n} \geq 0,3$.

Donde:

P_u : Fuerza de compresión axial debida a las cargas mayoradas [N],

P_n : Resistencia nominal a la compresión [N],

ϕ_c : Factor de resistencia para compresión axial,

M_{ps} : Momento plástico de la sección de acero [N-mm],

M_{yc} : Momento de fluencia de la sección compuesta [N-mm],

Z : Módulo resistente plástico de la sección de acero respecto al eje de flexión [mm³],

A_w : Área del alma de la sección de acero [mm²],

$f'c$: Mínima resistencia a la compresión especificada del hormigón a los 28 días,

A_r : Área de la armadura longitudinal [mm²],

c : Distancia entre el centro de la armadura longitudinal y la cara más próxima del elemento en el plano de flexión [mm],

d : Profundidad del elemento en el plano de flexión [mm],

b : Ancho del elemento perpendicular al plano de flexión [mm],

F_{yr} : Mínima resistencia a la flexión especificada de la armadura longitudinal [MPa].

- **Tubos rellenos de hormigón:** la resistencia nominal a flexión de los tubos rellenos de hormigón (Art. 6.12.2.3.2-[52]) se puede tomar como:

Si $\frac{D}{t} < 2 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ entonces:

$$M_n = M_{ps} \quad (3.71)$$

Si $2 \sqrt{\frac{E}{F_y}} < \frac{D}{t} \leq 8,8 \sqrt{\frac{E}{F_y}}$ entonces:

$$M_n = M_{yc} \quad (3.72)$$

Resistencia nominal al corte en elementos de sección compuesta [52].

- **Perfiles revestidos de hormigón:** la resistencia nominal al corte (Art. 6.12.3.1-[52]) se puede tomar como:

$$V_n = 0,58 F_{yw} \cdot D \cdot t_w + \frac{F_{yr} \cdot A_v (d-c)}{s} \quad (3.73)$$

Donde:

F_{yw} : Mínima resistencia a la fluencia especificada del alma del perfil de acero [MPa],

F_{yr} : Mínima resistencia a la fluencia especificada de la armadura transversal [MPa],

D : Profundidad del alma del perfil de acero [mm],

t_w : Espesor del alma o las almas del perfil de acero [mm],

A_v : Área de las barras de armadura transversal que interceptan una fisura por corte diagonal [mm²],

S : Separación longitudinal de la armadura transversal [mm],

d : Profundidad del elemento en el plano de corte [mm],

c : Distancia entre el centro de la armadura longitudinal y la cara más próxima del elemento en el plano de flexión [mm],

➤ **Tubos rellenos de hormigón:**

Tubos de sección rectangular: la resistencia nominal al corte (Art. 6.12.3.2.1-[52]) se puede tomar como:

$$V_n = 1,16 \cdot D \cdot t_w \cdot F_y \quad (3.74)$$

Donde:

D : Profundidad del alma del tubo [mm],

t_w : Espesor de la pared del tubo [mm],

Tubos de sección circular: la resistencia nominal al corte (Art. 6.12.3.2.2-[52]) se puede tomar como:

V_n = Resistencia nominal al corte del tubo de acero considerado en forma independiente [N].

Elementos de sección doble T solicitados a flexión para secciones compuestas [52].

Tensiones

➤ **Secuencia de carga :** En cualquier ubicación de la sección compuesta la tensión elástica debido a las cargas aplicadas (Art. 6.10.1.1.1a-[52]) debe ser igual a la sumatoria de las tensiones provocadas por las cargas separadamente a:

➤ Sección de acero,

- La sección compuesta a corto plazo, y
- La sección compuesta a largo plazo.

En caso de construcciones que no sean apuntaladas, se debe asumir que la carga permanente aplicada antes que el tablero de hormigón se haya endurecido o se haya vuelto compuesto es soportada exclusivamente por la sección de acero; también se asume que la carga permanente y las sobrecargas aplicadas luego de esta capa son soportadas por la sección compuesta.

En el caso de construcciones apuntaladas se debe asumir que toda la carga permanente se aplica después de que el tablero de hormigón se ha endurecido o se ha vuelto compuesto.

- **Tensiones para secciones en flexión positiva:** Para calcular las tensiones sujetas a flexión positiva (Art. 6.10.1.1.1b-[52]) la sección compuesta debe consistir en la sección de acero y el área transformada del ancho efectivo del tablero de hormigón.

Para las cargas temporales que se suponen aplicadas a la sección compuesta a corto plazo, el área del tablero de hormigón se debe transformar utilizando la relación de modulo a corto plazo (n). Para cargas permanentes que se suponen aplicadas a la sección compuesta a largo plazo, el área del tablero de hormigón se debe transformar usando la relación de módulos a largo plazo ($3n$). Cuando en el estado límite de resistencia los momentos debidos a las cargas temporales y permanentes sean de signo opuesto, la sección compuesta asociada se puede utilizar con cada uno de estos momentos si la tensión neta resultante en el tablero de hormigón debido a la sumatoria de los momentos mayorados es de compresión.

La relación de los módulos se toma como:

$$n = \frac{E}{E_c} \quad (3.75)$$

Donde:

$$E_c = 0,043 \cdot \gamma^{1,5} \cdot \sqrt{f_c}$$

Donde:

γ : Densidad del hormigón [Kg/cm³],

$f'c$: Resistencia especificada del hormigón [MPa].

- **Tensiones para secciones en flexión negativa:** Para calcular las tensiones de flexión (Art. 6.10.1.1.1c-[52]) en las secciones sujetas a flexión negativa, la sección compuesta tanto para los momentos a corto plazo como para los momentos a largo plazo debe consistir en la sección de acero más la armadura longitudinal que se encuentra dentro del ancho efectivo del tablero de hormigón.
- **Tensiones en el tablero de hormigón:** Para calcular las tensiones de flexión longitudinales en el tablero (Art. 6.10.1.1.1d-[52]) debidas a todas las cargas permanentes y transitorias se debe utilizar la relación de módulos a corto plazo (n).

Recomendaciones para el diseño de Puentes en Arco Atirantado

Tipo Network

Elementos y materiales

El tipo de puente en arco atirantado tipo Network es una estructura compuesta por un tablero de hormigón de alta resistencia con un $f'c$ superior a los 50 MPa, vigas de borde y un arco de acero estructural de un f_y aproximado de 420 MPa, y tirantes formados por cables de pretensado [19].

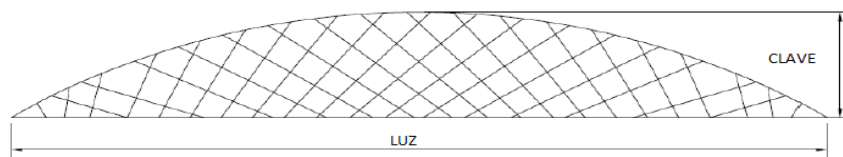


Puentes arco atirantado tipo Network “Bolstadstraumen” (Noruega)
[18]

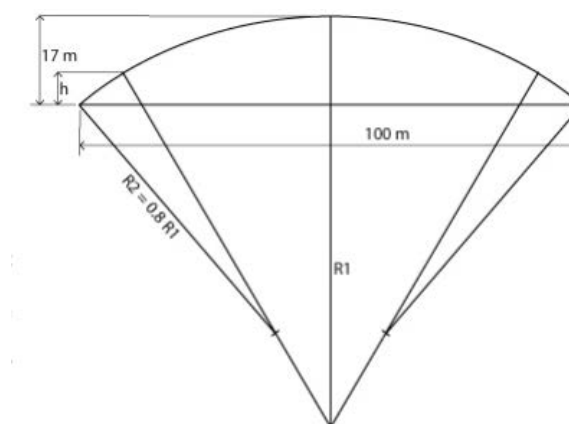
Arco y altura de la clave

El autor de la teoría de los puentes en arco atirantado tipo network, el ingeniero noruego Per Tveit, por razones estéticas recomienda que se utilice un arco de clave igual al 15% de la luz del mismo, y según la experiencia de los puentes construidos en el Japón se podrían utilizar claves de hasta el 17%. Las luces frecuentemente utilizadas están entre los 80 y 200 metros.

En cuanto al tipo de arco se recomienda que sea de directriz circular porque al tener curvatura constante se facilita la construcción, según Brunn y Schanack se pueden utilizar 2 radios de curvatura en una relación de diámetros igual a 0,8 cuando existen grandes esfuerzos en los extremos del arco para tener una mejor distribución de los mismos [6,20].



Luz y clave del Arco [18]

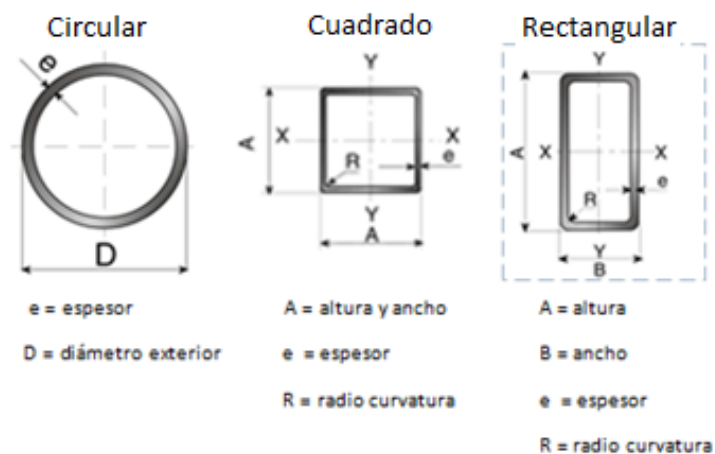


Ejemplo del uso de dos radios [18]

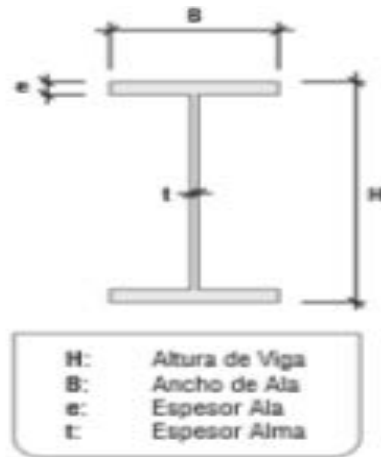
Perfiles de acero para el arco atirantado

Existen algunos tipos de perfiles estructurales que podrían ser utilizados tales como: perfiles tubulares (circulares, cuadrados o rectangulares) así como perfiles tipo I.

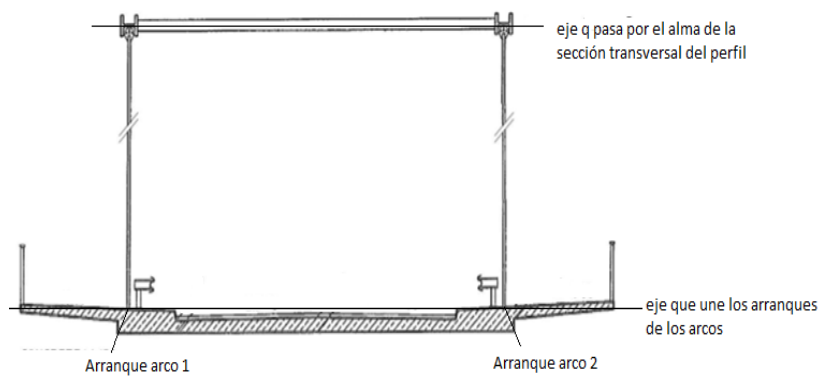
En puentes de luces menores a 170 m se recomienda el uso de perfiles de acero estructural tipo vigas IN que son distribuidos por la empresa CINTAC en Chile, estos perfiles serán dispuestos de tal manera que el eje que pasa por el alma de la sección transversal del perfil sea paralelo al eje que une los arranques de los arcos en el punto de inicio del puente, para mayores luces se recomienda el uso de perfiles estructurales tubulares, como dimensiones iniciales de dicho perfil tipo IN se sugiere que en altura debe ser mayor a los 45 cm y en ancho superior a los 40 cm dimensiones que se podrán ser modificadas durante la etapa de diseño en función de las cargas que generan el pandeo ya sea horizontal o vertical, para los espesores del perfil se recomienda como mínimo 5 cm, se sugiere además que el arco tenga una directriz circular en el plano vertical [19].



Perfiles tubulares [45]



Vigas tipo IN [45]

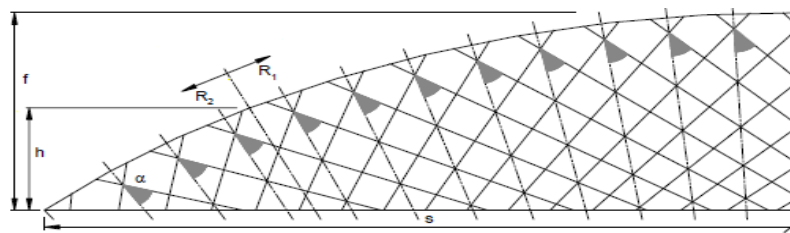


Ubicación de los perfiles de los arcos [2]

Tirantes, material, disposición y número

En cuanto a los tirantes, estos elementos están constituidos por cables de acero de alta resistencia, se recomienda el uso de 4 cables pretensados formando un torón de diámetro aproximadamente igual a 1,5 cm.

Se recomienda que la disposición de los cables sea la radial, aunque puede ser objeto de variaciones durante el diseño [19].



Esquema de disposición de tirantes [20]

De acuerdo al estudio realizado por Benjamin Brunn y Frank Schanack se obtienen las siguientes conclusiones [20]:

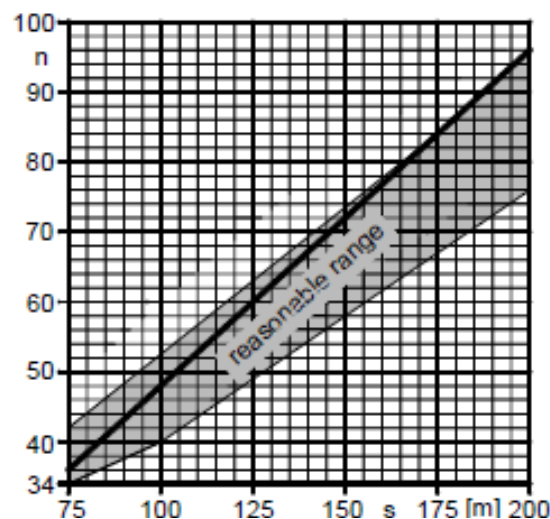
1. La disposición radial conduce a mejores resultados,
2. Un aumento en la altura del arco es una ventaja aunque debe ser limitado por consideraciones estéticas,
3. Un mayor número de tirantes conducen a menores fuerzas internas
4. Pequeñas curvaturas en el arco cerca de los extremos son ventajosas con respecto a los momentos de flexión por viento. Se obtiene una mejor distribución de esfuerzos cuando la relación entre el radio del arco en los extremos R_2 y el radio en el centro del arco R_1 es igual a 0,8 tomando un valor de $h = 0,48 f$, las variables están representadas en el gráfico 3.39. [18],
5. Las concentraciones de momentos flexionantes cerca de los extremos del arco conduce a fuerzas de tensión altas en los tirantes. Estas pueden ser eliminadas cambiando el nodo superior e inferior de los soportes en un proceso iterativo,
6. La variación más pequeña en los momentos de flexión del arco ha sido encontrado si todos tirantes cruzan el arco en un ángulo de aproximadamente 45° . Para una pequeña variación en las fuerzas de suspensión, los soportes tienen que ser más pronunciados.

Para una combinación de ambos criterios, los tirantes deben cruzar un círculo más pequeño que el círculo del arco en un ángulo de 45° .

Se sugiere el siguiente proceso para realizar un arreglo de cables apropiado considerando los criterios antes mencionados [20].

1. Seleccionar la altura de la clave del arco (f)
2. Determinar el número de tirantes (n)

Para esto se debe hacer uso del diagrama de la figura 3.40 en el cual el eje de las abscisas corresponde a la luz del arco (s) y el eje de las ordenadas representa el número de tirantes requeridos:

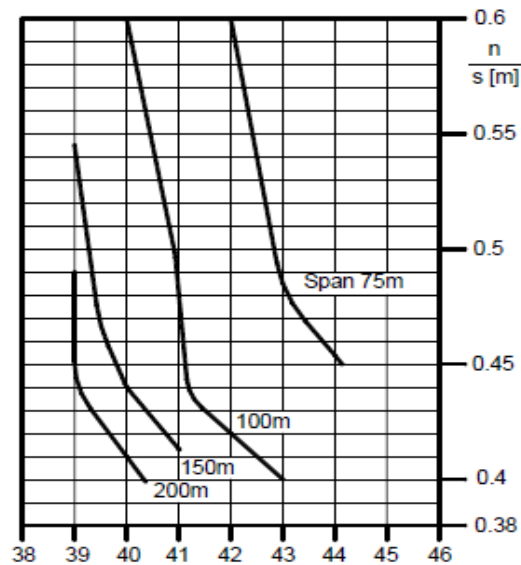


Número de tirantes (n) en función de la luz del arco (s) [20]

3. Determinar el ángulo de inclinación de los tirantes (α°)

Es el ángulo entre los radios y los tirantes en la primera intersección bajo el arco,

Para esto se debe hacer uso del diagrama de la figura 3.41 en el cual el eje de las abscisas corresponde al ángulo de inclinación de los tirantes (α°) y el eje de las ordenadas representa la relación entre el número de tirantes y la luz del arco:



Angulo de inclinación de los tirantes (α°) [20]

4. Relación (L) entre carga viva (v) y carga muerta (g) en función del número de carriles (t)

$$L = \frac{1,5 \cdot t \cdot v}{1,35 \cdot g} \quad (3.76)$$

v , g en KN/m

si $L < 0,8$ reducir α en 1°

si $L > 1,6$ aumentar α en 1°

Determinados los radios de curvatura del arco $R_2/R_1=0,8$ y la equidistancia entre nudos, se deben determinar las coordenadas de los nudos por medio de una resolución gráfica. Las intersecciones de los tirantes se cruzan con los radios provenientes del origen del círculo de trazado del arco,

5. Determinar las fuerzas internas y deflexiones de los tirantes así como los momentos en el arco,

6. Reajuste de las fuerzas en los tirantes

Existen fuerzas en algunos de los tirantes ubicados cerca de los extremos de los arcos cuyos valores están desviados de la tendencia general de fuerzas que soportan la mayoría de estos elementos así que debemos tomar como fuerza máxima a la mayor

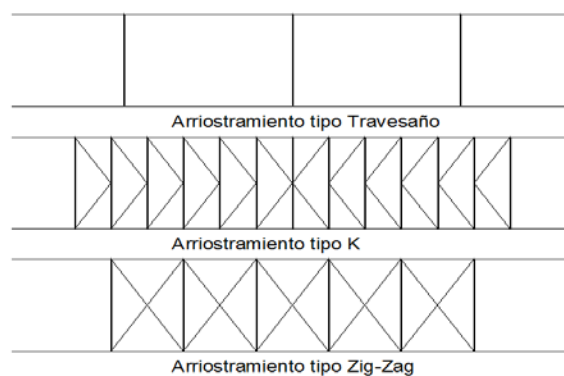
fuerza cercana a la mitad del arco para lo cual reubicamos los nudos superiores de los cables con fuerzas superiores que estarán ubicados en los extremos del arco además reubicaremos los nudos inferiores por razones estéticas,

7. Adaptar los nudos inferiores

Con el fin de facilitar la construcción es mejor que los nudos inferiores colgantes sean situados muy juntos para que se combinen en una sola conexión además es importantes no tener distancias demasiado grandes en los nudos inferiores.

Arriostramientos de los arcos

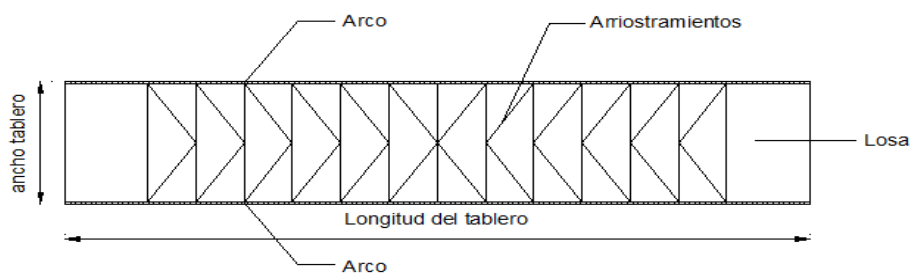
Con el fin de evitar el volcamiento de los arcos respecto al eje longitudinal del puente por acciones sísmicas o de vientos se recomienda que se coloquen arriostramientos superiores entre los arcos buscando lograr una mayor estabilidad transversal del puente. En cuanto a los arriostramientos se pueden utilizar varias alternativas ya sean en zig-zag o arriostramientos tipo K y travesaños estos últimos recomendados para arcos que presenten inclinación con respecto al eje longitudinal del puente debido a que en este caso se requieren puntos estables y arriostramientos ligeros [19].



Tipos de arriostramientos [19]

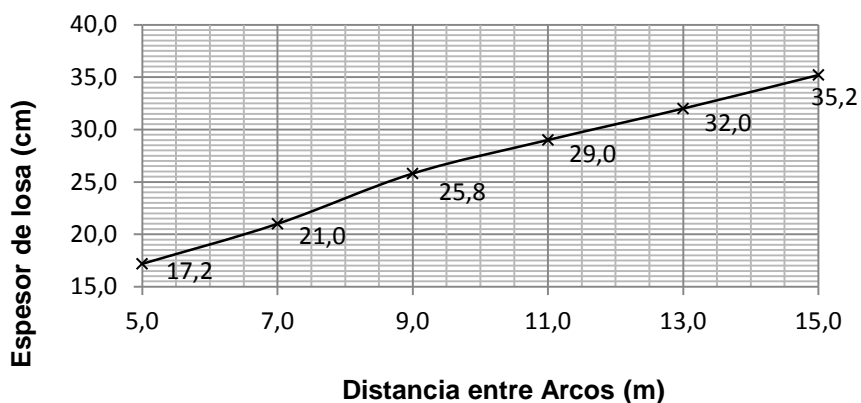
Losa del tablero entre planos de arcos

El tablero de hormigón es una losa con armadura principal perpendicular al tráfico y su espesor es función del tipo refuerzo, por ejemplo para tableros de ancho mayor a 12 metros (distancia entre arcos) en donde se va a utilizar armadura con presfuerzo transversal se recomiendan espesores menores a 45 cm, en caso de utilizarse únicamente refuerzo simple se sugieren espesores mayores a 45 cm [19].



Planta puente en Arco Atirantado Tipo Network [19]

A partir del estudio realizado por Teich y Wendelin los espesores de losa en el caso de usar presfuerzo transversal serán óptimos los valores dados en el diagrama de la Fig. 3.1, el mismo que es función de la distancia entre arcos [10].



Espesor de losa en función de la distancia entre arcos [10]

Ancho del tablero

La determinación del ancho del tablero resulta de la consideración de las diferentes dimensiones de los componentes del mismo de manera que empezamos por establecer el número de vías o carriles del camino lo cual nos permite definir el ancho de la calzada además de los anchos totales de protecciones laterales y sus componentes, como barreras vehiculares, pasamanos, etc., además de pasillos o ciclovías si fueren necesarios.

Haciendo referencia a la norma vigente en Ministerio de Obras Públicas de Chile podemos considerar que para puentes de carretera de dos carriles el ancho mínimo de la calzada es de 10 metros. Para puentes de luces mayores a los 40 metros el ancho del tablero se determinará con la siguiente ecuación:

$$A_T = a_c + 2 (a_{pv} + v + a_{pp} + a_{vb}) \quad (3.77)$$

A_T : Ancho del tablero (m)

a_c : Ancho en de la calzada del camino en los accesos del puente, incluyendo la calzada, mediana (ancho de separación entre carriles), espaldones y sobreanchos de curva si fuere el caso (m).

a_{pv} : Ancho de la protección lateral vehicular (m).

v : Ancho de la vereda peatonal (m).

a_{pp} : Ancho de la protección lateral peatonal (m),

a_{vb} : Ancho de la viga de borde (m).

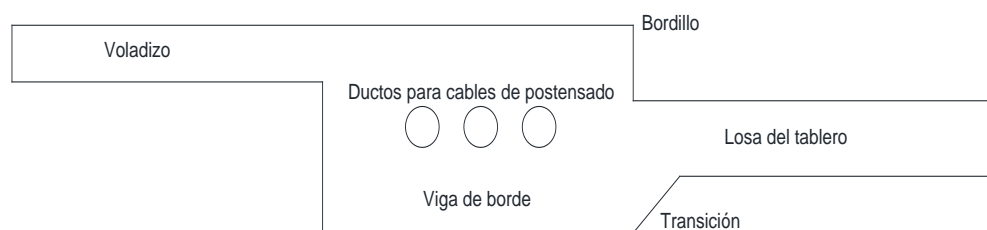
En el caso de puentes de luces mayores a 200 metros se podrán utilizar anchos diferentes a los recomendados [19].

Vigas de borde

Las vigas de borde pueden ser diseñadas para cumplir dos funciones, en primera instancia sirven como soporte de la losa del tablero y en segundo

lugar pueden servir de bordillo si tuviesen un nivel superior de viga que sobrepase al nivel de la calzada.

Como dimensiones iniciales del peralte de las vigas de borde se sugieren valores entre los 40 cm y 60 cm, el peralte de las vigas de borde puede ser igual al espesor del tablero y en caso de no serlo se sugiere realizar una transición (chaflán) entre la base de la viga de borde y la base del tablero a lo largo del puente, el ancho de dichas vigas debe por lo menos contener al perfil del arco además de considerar los recubrimientos mínimos. Estas vigas de borde deben también estar sometidas a un presfuerzo longitudinal en función de las solicitaciones [19].

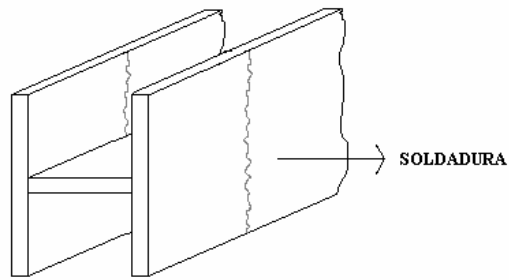


Viga de borde

Recomendaciones de conexiones

Conexión Arco-Arco

Las uniones existentes entre los tramos de perfiles que conforman el arco se discretizan de tal manera que permitan mantener el radio del arco esta conexión se sugiere realizarla mediante soldadura la cual debe tener un correcto control de calidad que permitan una solución estética, rápida y eficiente [19].



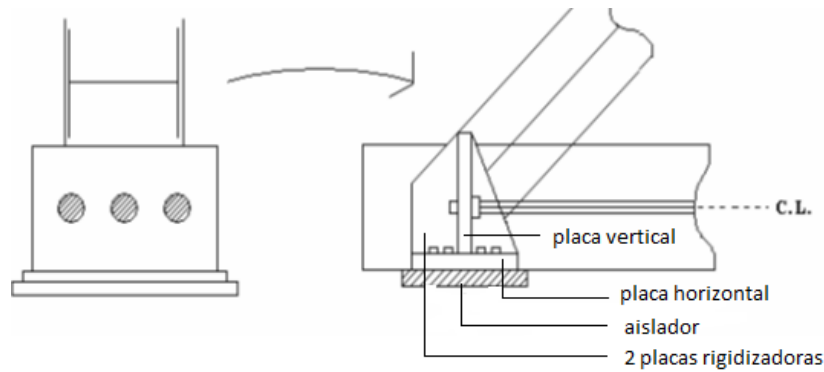
Conexión Arco-Arco [19]

Conexión Arco- Tablero de hormigón

Esta conexión se encuentra ubicada en los arranques de los arcos por lo tanto mediante la misma se transmite el esfuerzo de compresión desde el arco hacia las vigas de borde estas a su vez conducen solicitaciones de la descomposición del empuje horizontal producido por el arco a la losa donde se ubican los cables de postensado transversal que las equilibran (en el caso de distancias entre arcos mayores a 12 metros).

Se recomienda el uso de dos placas, la primera una placa horizontal sobre la base de hormigón fijada con pernos de alta resistencia, bajo dicha placa se ubica un aislador, esta placa estará diseñada para soportar los esfuerzos verticales producidos.

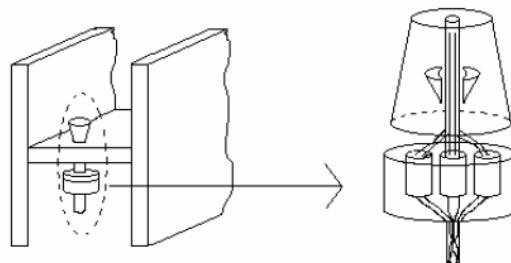
La segunda placa estará ubicada en posición vertical la cual considera los ductos de los cables de postensado que estarán anclados en esta y a su vez inmersos en el hormigón de las vigas de borde, esta placa tiene además dos placas verticales perpendiculares a esta para proporcionarle rigidez, es importante que el eje neutro del perfil estructural componente del arco coincida con el eje neutro de los cables de postensado de la viga de borde evitando excentricidades que produzcan momentos de torsión en el arco o momentos de flexión y torsión en la viga de borde[19].



Conexión Arco- Tablero de hormigón [19]

Conexión Arco - Tirantes

Ya que los tirantes están conformados por cables de pretensado, para la conexión del arco con los tirantes se sugiere la utilización de cuñas de acero dentadas que permitan aprisionar los cables, además se recomienda que la tensión asignada en estos se realice desde la cuerda inferior. La ubicación de dichas conexiones se recomienda sea realizada a lo largo del eje longitudinal del perfil componente del arco [19].

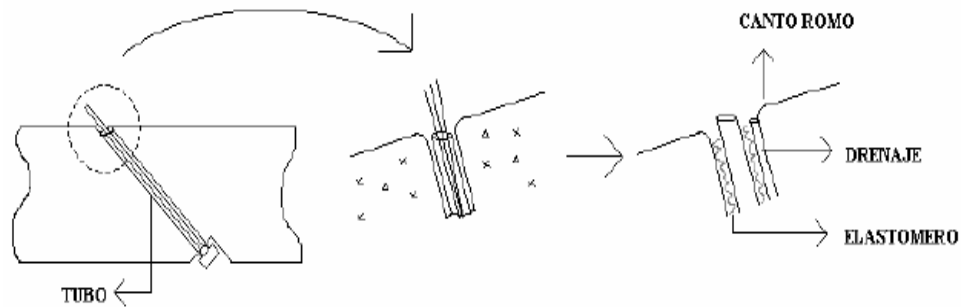


Conexión Arco – Tirantes [19]

Conexión Tirantes – Tablero de hormigón

Esta conexión se realiza durante la etapa del hormigonado de la viga de borde debido a que debe estar embebida dentro de dicha viga y consiste en colocar ductos en los puntos de ubicación de los cables, estos ductos se llenan con algún elastómero y se puede aprovechar para ubicar también los ductos de drenaje para evacuación de aguas lluvias, cabe

mentar además que debido a que se puede producir golpeteo entre los cables y la viga de borde se recomienda realizar cantos tipo romo en la parte superior de la conexión [19].



Conexión Tirantes – Tablero de hormigón [19]

Conexión entre Tirantes

Una de las funciones importantes de esta conexión es evitar grandes separaciones entre los cables y que se golpeen unos contra otros, en segundo lugar se enfoca en la transmisión de vibraciones entre tirantes evitando vibraciones particulares de cada tirante formando una verdadera red con distintos modos de vibración que difícilmente serán excitados por acciones de viento [19].

Para lograr satisfacer estos requerimientos existen propuestas tales como:

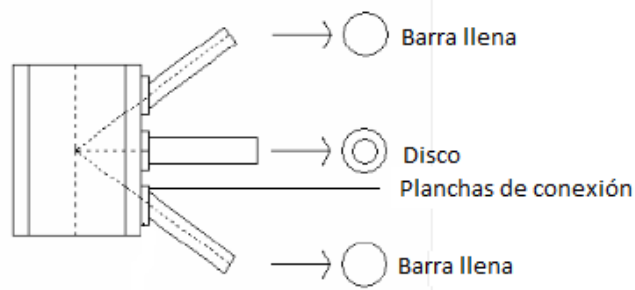
- Colocar tubos de plástico en los tirantes y conectarlos con cintas de goma.
- Utilización de aparatos de acero con articulaciones (muy difíciles de conseguir).



Conexión entre Tirantes [19]

Conexión Arco – Arriostramientos

Esta conexión se recomienda realizar mediante soldadura y como el tipo de arriostramiento propuesto para nuestro diseño es el arriostramiento en zig-zag en el cual concurren tres elementos en cada punto de conexión con el arco compuestos por dos barras llenas y un disco además se deben utilizar planchas de conexión [19].



Conexión Arco – Arriostramientos [19]

Aparatos de Apoyo

Esta conexión en apoyos fijos se sugiere realizar con una placa de apoyo encargada de transmitir y acomodar las cargas provenientes de la superestructura, se recomienda el sistema tipo Caja (“Pot bearing”), que está conformado por un elemento elastomérico reforzado con placas y anillos de acero además de una placa superior y otra inferior para el anclaje - figura 3.1.

Para los aparatos de apoyo móvil se utiliza apoyos de neopreno que permitan desplazamientos longitudinales compuestos por, capas de neopreno y placas intermedias de acero-figura 3.2 [19].

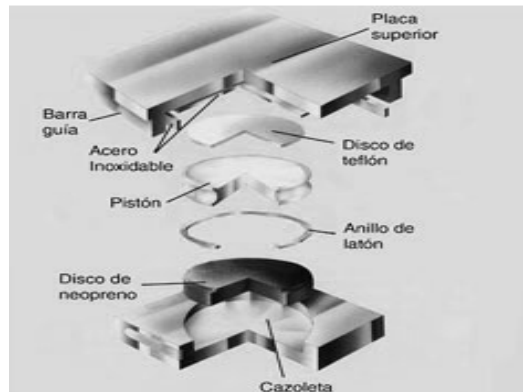
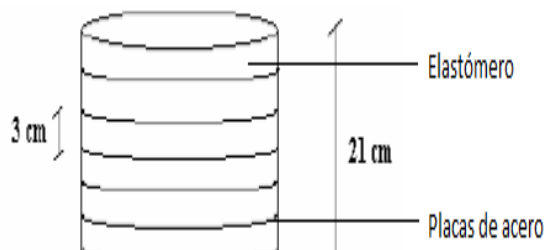


Fig 3.1. Aparato de Apoyo Fijo tipo caja [19]



Aparato de Apoyo móvil de Neopreno [19]

Otras recomendaciones

Relajamiento de cables

El relajamiento de cables es un fenómeno que se explica como cables que no están soportando las cargas aplicadas, se presenta cuando una parte del puente está cargada circunstancia dada por el paso de las cargas móviles además de otras cargas como viento y sismo.

En este fenómeno de relajación influyen variables tales como el ángulo de disposición de los tirantes así como la sección transversal de los mismos además de la rigidez del cordón inferior. Sobre este punto se debe tener

en cuenta que una sección pequeña de los cables y una gran rigidez del cordón inferior conducen a reducir el fenómeno.

Per Tveit recomienda una disposición de cables en un menor a 90° evitando grandes inclinaciones para evitar incrementos de momentos tanto en el arco como en el tablero para esta inclinación se recomiendan valores entre los 50° y 70° . Sabemos además que grandes inclinaciones en la disposición de cables reducen los momentos longitudinales debido a cargas concentradas pero no debe exagerarse ya que generan relajación de dichos cables, otra de las recomendaciones se enfoca en el uso de secciones iguales y tensiones lo más parecidas posibles en los cables [19].

Rotura de cables

En el caso de rotura de cables debido a impactos estos cables reflejarían un comportamiento estructural similar al relajamiento de cables es decir un cable roto es similar a un cable relajado. La disposición equidistante genera un comportamiento adecuado y asegura que la estructura no colapse aun cuando varios cables hayan sido destruidos según Per Tveit: “Solamente cuando muchos cables falten o la carga de impacto fuese sumamente grande, podría deflectar el arco y llevar al colapso el puente” De esta concepción de la rotura de cables se genera la recomendación de usar una protección lateral que evite el impacto por parte de los vehículos que transiten por el puente contra los tirantes [19].

CAPITULO 4. ESTUDIOS PRELIMINARES PARA EL DISEÑO PRELIMINAR DEL PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RIO PUCHUCHOA

El Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, como parte de su plan de rehabilitación de las redes viales del país, ha contratado la realización de los estudios preliminares para el diseño de un nuevo puente que se espera construir sobre el río Puchuchoa ubicado en la carretera Baeza-Lago Agrio Km 120+960 en la provincia de Sucumbíos en reemplazo al actualmente existente. En este trabajo de graduación se propone una alternativa para el diseño preliminar para el puente sobre el río Puchuchoa en la forma de una superestructura de puente en Arco Atirantado Tipo Network.

Estudios geotécnico y geológico [46]

En el estudio Geológico y Geotécnico (ver Anexo 1) realizado por la empresa TOENSO S.A. para el diseño del puente sobre el río Puchuchoa, se establece la presencia de capas superficiales de suelo suelto tanto en el margen izquierdo como en el margen derecho del sitio de implantación del puente cuyas características se resumen en las tablas 4.1 y 4.2.

Velocidad Sísmica (m/s)	Espesor (m)	Tipo de material (Probable)	Compacidad/Calidad Roca
V1=485-175- 257-324	1,68-1,84- 2,34-3,16	Material de bote	Muy suelta
V2=1278-1106- 834	> 18	Roca sedimentaria	Mala a regular

Datos geológicos y geotécnicos margen derecho [46]

Velocidad sísmica (m/s)	Espesor (m)	Tipo de material (Probable)	Compacidad/Calidad Roca
V1=342-285- 312-510	2,05- 2,21- 2,62-2,86	Suelo residual	Muy suelta
V2=2412-2380- 1851-2115	> 17	Roca sedimentaria	Regular

Datos geológicos y geotécnicos margen izquierdo [46]

Resistencia uniaxial: derecha = 9,90 Kg/cm²
 Izquierda = 15,48 Kg/cm²

Módulo elástico: derecha = 4943 Kg/cm²
 Izquierda = 11609 Kg/cm²

Clasificación geomecánica de Bieniawski (Rock Mass Rating) R.M.R:

Derecha = 48,46

Izquierda = 49,09

La clasificación de calidad de las rocas clase III, corresponde a un tipo de roca regular según la clasificación de Bieniawski para ambos márgenes. En dicho estudio los parámetros de diseño que se recomiendan son los indicados en la tabla 4.3.

DESCRIPCION	MARGEN DERECHO	MARGEN IZQUIERDO
Tipo de cimentación	Directa	Directa
Abscisa de cimentación	120+960	121+030
Cota de rasante (m.s.n.m)	420,70	425,50
Cota de cimentación (m.s.n.m)	408,00	408,00
Carga admisible (kg/cm ²)	3,00	3,00
Ancho de zapata mínimo (m)	10,00	10,00

Resumen parámetros de diseño del estudio geológico y geotécnico
 [46]

El estudio concluye con las siguientes recomendaciones:

1. Los rellenos de la zona de aproximación al puente deben ser de material granular limo arenoso compactado en capas de 30 cm y para el cálculo de los empujes se deben usar los siguientes parámetros:

Peso unitario (γ) = 1800 Kg/cm³

Angulo de fricción (ϕ) = 32°

2. La respuesta esfuerzo deformación de la roca será rígida, sin embargo a modo de comprobación se puede utilizar el coeficiente de balasto(k_s) en el caso de realizar un análisis elástico de la cimentación y para el cálculo de la misma se evaluará con la siguiente relación, donde B es el ancho de la cimentación en cm:

Margen derecho: k_s (Kg/cm³) = 6160 / B

Margen izquierdo: k_s (Kg/cm³) = 11000 / B

3. Los taludes para excavación de las zapatas deben tener una inclinación en la relación 1 Horizontal: 4 Vertical.

Estudio de impacto ambiental [47]

El estudio de impacto ambiental (ver Anexo 2) realizado con la finalidad de disminuir o evitar los posibles impactos que la construcción podría ocasionar al ambiente presenta un Diagnóstico Ambiental de algunos parámetros del medio físico y biótico como el siguiente:

Humedad: en el sector se tienen elevados porcentajes de humedad lo que se refleja en una gran disposición del recurso agua y alta biodiversidad con Valores de Humedad relativa:

Máximo 92,1 %

Medio 91,10 %

Mínimo 88,30 %

Pluviosidad: la época lluviosa está entre marzo y septiembre y los meses menos húmedos están entre octubre y febrero con una distribución regular de lluvia. Los valores de precipitación lluviosa para la zona de implantación del puente sobre el río Puchuchoa son:

Media 197,70 mm Mínima 134,00 mm

Máxima 264,40 mm Anual 2372,60 mm

Además el estudio realizado informa que la velocidad media del viento en el sector varía entre 3,8 m/s y 5,7 m/s, teniendo una velocidad media mensual de 4,5 m/s.

Ecología: el área del proyecto se encuentra altamente intervenida debido a actividades antropogénicas. En las partes altas en las estribaciones orientales y occidentales existe un bosque en proceso recuperativo.

El área del proyecto corresponde a un bosque húmedo Pre Montano con precipitaciones anuales entre 2000 y 4000 mm con una temperatura ambiental que oscila entre los 23 y 26 grados centígrados mientras la altura está entre los 300 y 600 m.s.n.m.

Flora: el bosque denso ha sido desplazado casi en su totalidad debido a intervención humana, existiendo en la actualidad pastos y sembríos sin embargo en las partes altas se tienen especies predominantes como: Laurel, Sapan, Pambil, palma real.

Fauna: la fauna silvestre ha sido desplazada hacia las colinas donde aún se pueden apreciar bosques selváticos amazónicos y donde aún existen especies representativas de avifauna (perdiz), mamíferos (tapir), anfibios (ranas) e insectos (escarabajos).

Dentro del medio Humano el estudio analiza varios aspectos descritos a continuación:

Socioeconomía: la vía Baeza- Lago Agrio es una importante arteria vial entre las provincias de Pichincha, Napo y Sucumbíos, dentro de las características del factor humano se considera únicamente el cantón Gonzalo Pizarro, Parroquia Reventador que es donde se ubica el proyecto.

Población: Sucumbíos tiene alrededor de 60000 habitantes, representando un 1,10 % de la población nacional y un 14,56 % de la

regional. De la población provincial el 39,00 % corresponde al sector urbano y el 61,00 % al rural.

División política: el proyecto está ubicado en la parroquia El Reventador, perteneciente al Cantón Gonzalo Pizarro de la Provincia de Sucumbíos.

La provincia de Sucumbíos está conformada por los cantones: Lago Agrio, Gonzalo Pizarro, Putumayo, Shushufindi, Sucumbíos, Cháscales y Cuyabeno.

Población Económicamente activa: la población económicamente activa en el Cantón Gonzalo Pizarro es de 2623 habitantes de una población de edad de trabajar de 4645.

Servicios básicos: se tiene una cobertura de agua del 68,23 %, alcantarillado 36,27 %, luz eléctrica 62 % y telefonía del 3,54 %.

Sistema vial cantonal: existen dos vías asfaltadas que cruzan el cantón Gonzalo Pizarro: la vía Lago – Quito e Interoceánica (Tulcán), que conectan la Sierra y Amazonía norte. En el interior del cantón se tienen vías lastradas con mantenimiento mínimo carente de puentes peatonales en los ríos Due, Tigre y otros. A nivel urbano se tienen delimitadas áreas públicas y privadas con un eje generador del cantón Gonzalo Pizarro en dirección este – oeste, con un trazado octagonal de la ciudad y la vía principal corresponde a la vía Quito – Lago Agrio que forma parte de la llamada troncal amazónica del Ecuador con sus siglas E45 corresponde a una carretera de primer orden [55].

En lo relacionado con la Evaluación de Impactos Ambientales, de las matrices de Leopold de Interacciones ambientales o de identificación de Impactos y de calificación y Evaluación cuantitativa de impactos Ambientales, el estudio presenta los siguientes resultados:

Que la mayoría de afectaciones se producirán en la etapa de construcción del puente en un 68%, y en la etapa de mantenimiento un 26,85 %, y apenas un 4,63 % durante la etapa de operación.

Que la mayoría de impactos ambientales serán temporales, locales en su mayoría en un 85 %, simple en un 88,89 %, y negativos en un 88,89 %, y

de lo que se deduce que la construcción del puente generará impactos controlados nada severos.

Medidas de prevención y control: en primer lugar el estudio enfoca la consideración de salud y seguridad ocupacional por lo que recomienda el uso de equipos de protección básica de los trabajadores, y la implementación de letrinas sanitarias y un relleno sanitario, así como la construcción de un patio de equipos y maquinarias, sistemas de alcantarillado y la instalación de trampas de grasas con la finalidad de evitar la contaminación del cauce del río

Plan de manejo ambiental: El estudio realizado propone medidas de mitigación por la construcción del puente sobre el río Puchuchoa tales como:

a. Medidas para la recuperación ambiental: el estudio recomienda las siguientes actividades:

1. Evitar causar pérdida de la vegetación en los flancos del río,
2. Realizar los cortes de vegetación a mano con sierras,
3. Apilar y desalojar los residuos de en sitios predeterminados por la fiscalización,
4. Prohibir la caza,
5. Prohibir la pesca usando dinamita.

b. Señalización ambiental informativa:

1. Implementar señalización con temas referentes a prevención y control de actividades a fin de evitar deterioros ambientales en las zonas de trabajo.
2. Implementar la señalización como rotulación de características: informativa, preventiva y de restricciones.

Plan de monitoreo ambiental: El estudio indica que se debe dar cumplimiento al plan de manejo ambiental en las siguientes etapas.

- a. Etapa de construcción:** la empresa constructora realizará el monitoreo a través de su especialista ambiental y la fiscalización de la obra se encargará de vigilar el cumplimiento de las medidas de prevención y mitigación propuestas, el uso de materiales calificados y dimensiones mínimas requeridas, ubicarán las señales provisionales, funcionamientos de equipos y también se vigilará el cumplimiento de las medidas de seguridad de los trabajadores por parte de la empresa constructora a través de su residente de obra.
- b. Etapa de operación y mantenimiento:** se consideran los trabajos de mantenimiento necesarios durante la vida útil del proyecto como:
1. Reparación de estructuras menores,
 2. Limpieza y mantenimiento del puente,
 3. Control de recursos naturales,
 4. Uso de señales de prevención.

Estudio hidrológico [48]

El estudio hidrológico (ver Anexo 3) realizado en la zona de influencia de la ubicación del puente determina que:

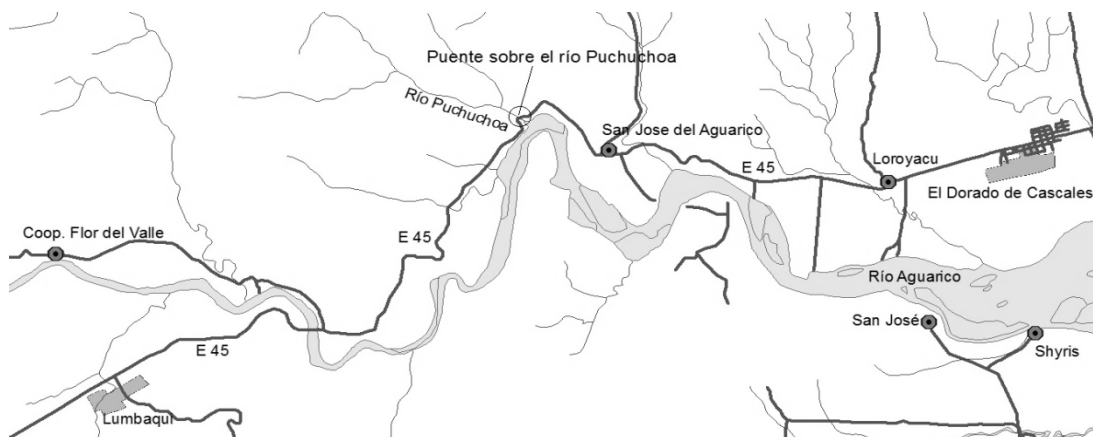
1. En el área de influencia de la cuenca de drenaje se tiene una humedad relativa promedio del 88 %, pudiendo llegar a valores de hasta 100 % en horas de la madrugada,
2. Las precipitaciones máximas se presentan entre los meses de febrero y abril con valores medios mensuales mayores a los 500 mm, aunque las precipitaciones medias mensuales al interior del año superan los 150 mm,
3. El caudal máximo que puede ser considerado en el diseño del puente es de 323,00 m³/s, para un período de retorno TR= 100 años,
4. El nivel máximo de crecida observado en el sitio es de un calado 2,00 m y según el caudal calculado corresponde a una cota de 405,05 msnm,

5. El cauce del río Puchuchoa en el kilómetro 120+960 de la carretera Baeza-Lago Agrio se produce en una zona de transición que presenta deposición de materiales pétreos y poca socavación, y
6. Se recomienda que la construcción del proyecto se efectúe en época de estiaje.

Estudio de implantación [49]

Del estudio de implantación realizado para una de las alternativas de diseño del puente sobre el río Puchuchoa (ver Anexo 4) que reemplazará al puente existente, se determina que el sitio de implantación del puente debe tener su inicio en la abscisa 120+949,89 cuya cota es 423,598 m.s.n.m. y su final en la abscisa 121+034,89 cuya cota es de 425,298 m.s.n.m. en la carretera Baeza - Lago Agrio con un ancho de calzada es de 8,5 m, a partir de estos datos se deduce que el nuevo puente tiene una longitud total correspondiente a 85,00 m con una gradiente del 2%, y en las siguientes coordenadas U.T.M.

UBICACIÓN Latitud Norte 9478 N ; Longitud Este 246603 E



Sitio de implantación del puente sobre el río Puchuchoa [53]

CAPITULO 5. DISEÑO PRELIMINAR DE UN PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK SOBRE EL RIO PUCHUCHOA

Prediseño

5.1.1. Datos iniciales

En la etapa de prediseño de la superestructura del puente en Arco Atirantado Tipo Network sobre el río Puchuchoa se determina la geometría tanto en planta como en elevación de cada uno de los elementos que forman parte de la superestructura del puente, así como también los materiales a utilizar. A fin de lograr estos objetivos se toman como referencia las recomendaciones de diseño mencionadas en el numeral 3.2 del presente trabajo de graduación, debido a que las especificaciones AASTHO LRFD no presentan prescripciones para esta tipología de puentes de Arco Atirantado Tipo Network.

Con el objetivo de tener una concepción clara de todas las características a las que está sujeto el prediseño del puente en Arco Atirantado sobre el río Puchuchoa se realiza un resumen de todos los datos iniciales (ver Tabla 5.1) provenientes del análisis de los estudios preliminares que deberán ser considerados a fin de satisfacer las demandas requeridas por el puente.

SITIO DE EMPLAZAMIENTO

Obstáculo cruzado:	río de curso permanente
Tipo de carretera :	carretera de alta velocidad y tráfico mixto (orden I)
Zona de riesgo Sísmico:	III (CEC 2002) para Sucumbíos (Lumbaqui y El Dorado de Cascales) $0,19 < A \leq 0,29$ Perfil del suelo tipo $S_I = 1,0$
Temperatura ambiental :	23-26 °C
Condiciones de exposición ambiental:	severas, Clase 2: $\gamma_e = 0,75$ (tamaño máximo de grieta admisible de 0,30 mm) Art. 5.7.3.4 AASTHO

CARGA VIVA

Uso del puente:	vehicular y peatonal
Carga viva vehicular:	HL-93

SUPERESTRUCTURA

Tipo de puente:	simplemente apoyado de un vano
Materiales:	hormigón armado y acero estructural
Luz:	85000 (longitud total del tablero)
Ancho de calzada:	8500 mm
Número de vías de diseño:	2
Gradiente longitudinal:	2%
Superestructura:	Puente en arco Atirantado Tipo Network (tablero y vigas de borde de hormigón armado, arco y arriostramientos de acero estructural y cables de acero de alta resistencia)
Protecciones laterales:	Protecciones laterales vehiculares macizas de hormigón PV-4 (AASHTO LRFD) y protecciones laterales peatonales
Aparatos de apoyo:	apoyos de neopreno
Capa de rodadura:	Bituminosa de 75 mm de espesor
Capa sacrificial de hormigón:	15 mm (para nivelación)
Recubrimiento inferior:	25 mm
Recubrimiento superior:	50 mm
Ancho de vereda:	800 mm

Datos iniciales para el prediseño

5.1.2. Planta

En la planta correspondiente al puente en arco atirantado tipo Network cuya longitud total de inicio a fin del tablero es de 85000 mm se pueden apreciar las dimensiones de los siguientes elementos:

- Los aparatos de apoyo son de neopreno de sistema tipo caja recomendados en el numeral 3.2.9 y cuyos ejes centroidales están ubicados a una distancia de 700 mm desde la cara de cada cabezal, lo que determina que nuestra luz de cálculo tiene un valor de 83600 mm,
- El ancho de la calzada del tablero de hormigón armado de $f'c = 50$ MPa y acero de refuerzo $f_y = 420$ MPa, tiene una dimensión de 8500 mm (distancia entre bordillos),

- El ancho de la protección lateral vehicular maciza de hormigón armado de un $f'c = 25$ MPa y acero de refuerzo de un $f_y = 420$ MPa de comportamiento 4 que según las especificaciones AASTHO correspondiente a una vía de alta velocidad y cuyo ancho es de 380 mm,
- El ancho de la viga de borde de hormigón armado presforzado de un $f'c = 60$ MPa es de 1000 mm con el fin de que el perfil del arco de acero quede contenido en esta ya que según las recomendaciones del numeral 3.2.3 el arco debe tener una dimensión en planta mayor a los 450 mm que podría incrementarse al realizar el diseño y se debe colocar de manera que las secciones transversales de ambos elementos (arco y viga de borde) coincidan en su eje centroidal vertical,
- El ancho de veredas que forman parte de los voladizos de la sección transversal de hormigón armado de un $f'c = 50$ MPa es de 800 mm para garantizar un paso peatonal suficiente y confortable, y
- El ancho de las protecciones laterales peatonales de acero para las cuales se ha asignado un valor de 100 mm.

Considerando todas estas dimensiones se puede determinar el ancho total (A_T) del puente utilizando la ecuación 3.77 (Fig. 5.1):

Donde:

A_T : Ancho del tablero (m)

a_c : Ancho en de la calzada del camino en los accesos del puente, incluyendo la calzada, mediana (ancho de separación entre carriles), espaldones y sobreanchos de curva si fuere el caso (m).

a_{pv} : Ancho de la protección lateral vehicular (m).

v : Ancho de la vereda peatonal (m).

a_{pp} : Ancho de la protección lateral peatonal (m),

a_{vb} : Ancho de la viga de borde (m).

a_c : 8500 mm

a_{pv} : 380 mm

v : 800 mm

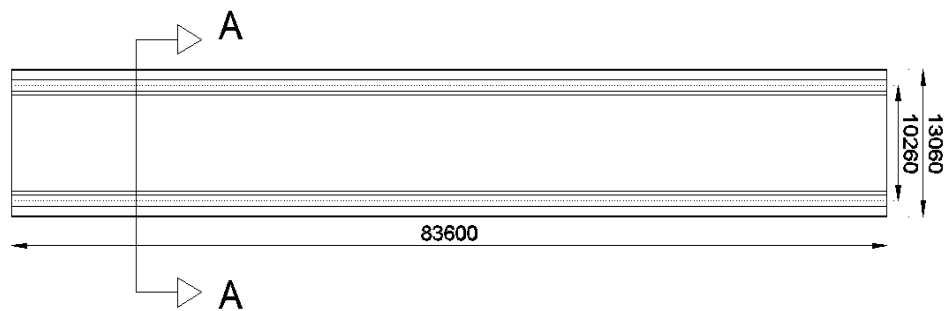
a_{pp} : 100 mm

a_{vb} : 1000 mm

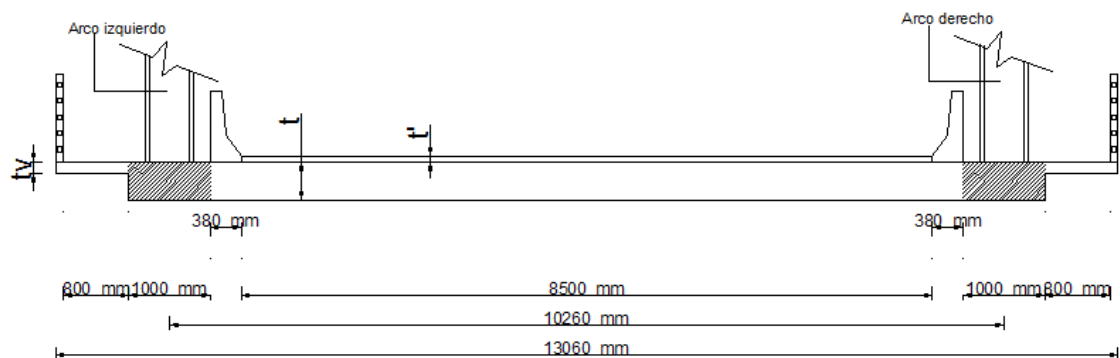
$$A_T = a_c + 2 (a_{pv} + v + a_{pp} + a_{vb})$$

$$A_T = 8500 + 2 (380 + 800 + 100 + 1000)$$

$$A_T = 13060 \text{ mm}$$



Luz, ancho total del puente y distancia entre arcos

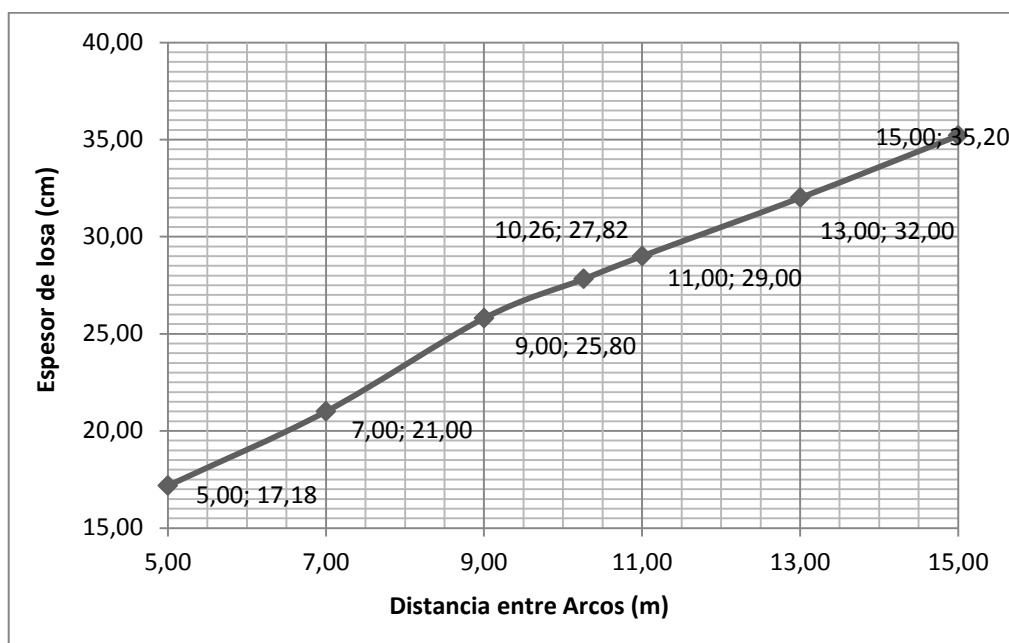


Corte A-A

Sección transversal

Dentro de los elementos de la sección transversal a predimensionar tenemos el tablero del cual debemos determinar el espesor y para realizarlo se utilizan las recomendaciones del numeral 3.2.6 en el que se presenta la figura 3.43 que determina el espesor recomendado de losa en función de la distancia entre arcos:

Distancia entre ejes de los arcos = 10260 mm (dato de la figura 5.1)

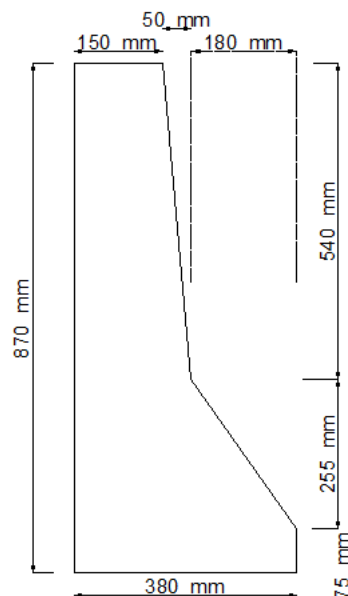


Determinación del espesor de losa [10]

En la figura 5.3 se determina que el espesor de losa corresponde a un valor de 27,82 cm que se utilizaría en caso de usar presfuerzo transversal pero como la distancia entre arcos es menor a 12 m podemos no utilizar dicho presfuerzo, tenemos además otra recomendación en el numeral 3.2.6 que señala que para tableros que utilizan solamente refuerzo simple se deben,

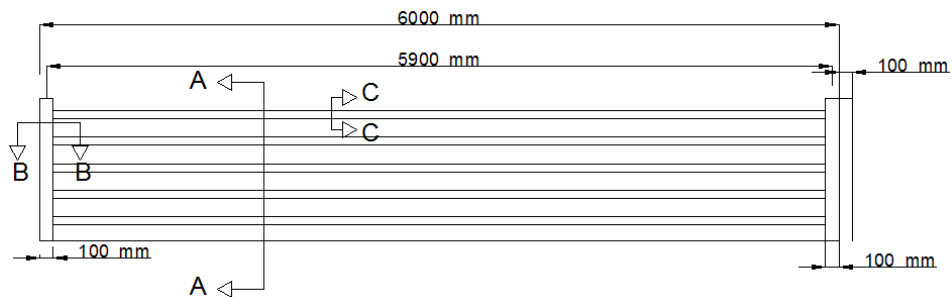
utilizar espesores mayores a 45 cm por lo que utilizaremos un espesor de losa de 45 cm valor que se ve modificado al incluir la capa sacrificial de hormigón (t') que tiene un espesor de 15 mm dando como resultado un espesor de losa (t) de 46,50 cm en nuestra etapa de prediseño y para el voladizo se utilizará un espesor (t_v) de 15 cm debido a que soporta únicamente las cargas provenientes de las protecciones laterales peatonales y la carga viva peatonal.

Otro elemento estructural son las vigas de borde cuyo espesor será semejante al espesor del tablero en una etapa de prediseño valor que podrá ser modificado durante el diseño, los cables de presfuerzo que requieren las vigas de borde son de acero de alta resistencia que cumplen la norma ASTM A416 y que poseen un $f_y = 1860$ MPa, otros elementos que tiene las mismas características en cuanto a materiales que las vigas de borde son los pedestales que se ubican en el inicio y el fin de la luz del puente y que tienen una sección de 50mm x espesor del tablero (mm). La sección transversal de las protecciones laterales vehiculares tendrán las dimensiones mostradas en la figura 5.4.

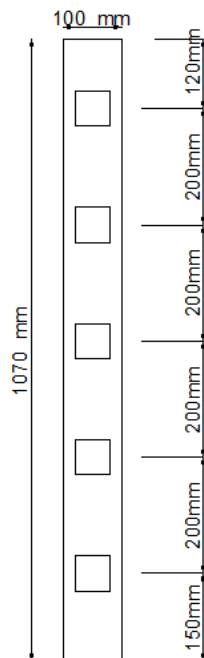


Sección transversal protecciones laterales vehiculares [52]

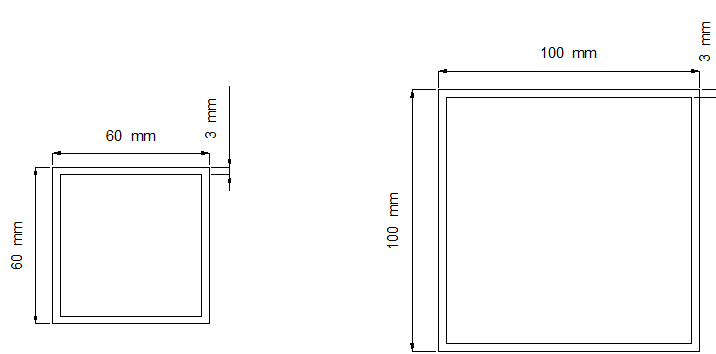
Las protecciones laterales peatonales estarán conformadas por postes y pasamanos realizadas y utilizamos tubos estructurales cuadrados distribuidos por la empresa ecuatoriana DIPAC los cuales cumplen la norma ASTM A-500 Grado B cuyo $f_y = 268$ MPa cuya geometría está representada en las figuras 5.6 y 5.7, estas protecciones laterales peatonales será continuas en tramos de 6000 mm a lo largo del puente como se muestra en la figura 5.5.



Disposición de tramos continuos



Sección transversal protecciones laterales peatonales A-A [52]

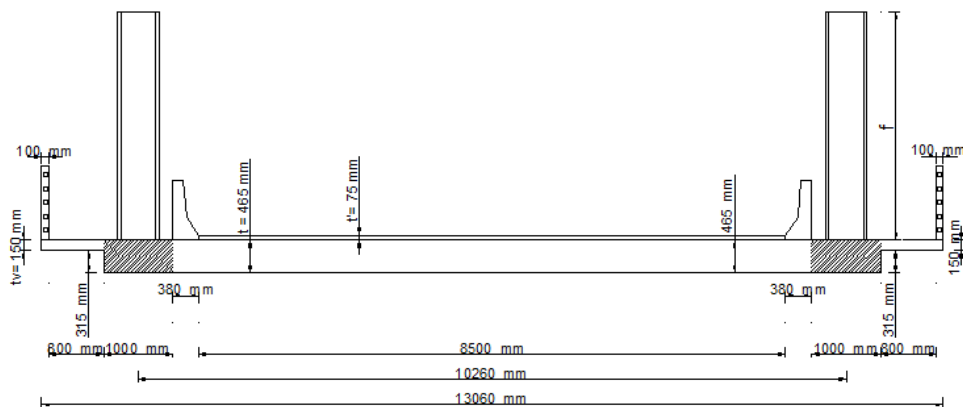


Pasamanos sección C-C

Poste sección B-B

Secciones transversales de postes y pasamanos metálicos

Después de predimensionar los diferentes elementos correspondientes a la sección transversal tenemos la configuración geométrica representada en el gráfico 5.8.



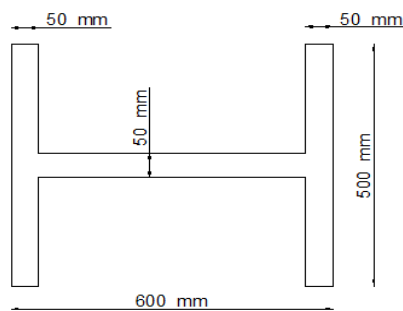
Prediseño de la sección transversal

Elevación

Para la realización del predimensionamiento en elevación de los elementos estructurales que conforman el puente en arco atirantado tipo Network iniciaremos con la configuración del arco, la disposición y número

de los tirantes para lo cual haremos uso del procedimiento recomendado en el numeral 3.2.4.

El arco se traza con una directriz circular considerando el perfil descrito en las recomendaciones del numeral 3.2.3, se utilizan vigas de acero soldadas tipo IN de 600 mm por 500 mm que cumplen con la norma ASTM para acero de tipo A572 G50, $f_y = 344,86 \text{ MPa}$ (Figura 5.9) con las siguientes características:



Perfil estructural del arco

Módulo de elasticidad: $E = 210000 \text{ MPa}$,
Módulo de rigidez: $G = 81000 \text{ MPa}$,
Coeficiente de Poisson: $\mu = 0,3$,
Coeficiente de dilatación térmica: $\alpha = 1,2 \times 10^{-5} (\text{°C})^{-1}$
Peso específico: $\gamma = 7850 \text{ kg/cm}^3$

- En primera instancia determinaremos la altura de la clave del arco (f) que se refiere a la elevación del punto más alto del arco en el plano vertical y lo haremos haciendo uso de las recomendaciones del numeral 3.2.2.

Luz del puente = 83600 mm

$$f = \frac{L}{100} * 15 \quad (5.1)$$

$$f = \frac{83600}{100} * 15$$

$$\mathbf{f = 12540 \text{ mm}}$$

Usaremos el valor de $f = 12540$ mm correspondiente a la recomendación de Per Tveit presentada en el numeral 3.2.2, la directriz circular del arco tiene un radio (**R1**) igual a 75937 mm obtenido gráficamente mediante el trazado del círculo basado en los puntos de apoyo del puente y la altura de la clave del arco (**f**) estos valores están representados en la figura 5.10.

El valor de la altura del arco (**h**) a la que se debería cambiar la curvatura del mismo dando lugar al radio R2 cuyos valores son:

$$h = 0,48 * f \quad (5.2)$$

$$h = 0,48 * 12540$$

$$h = 6019,20 \text{ mm} \approx 6000 \text{ mm}$$

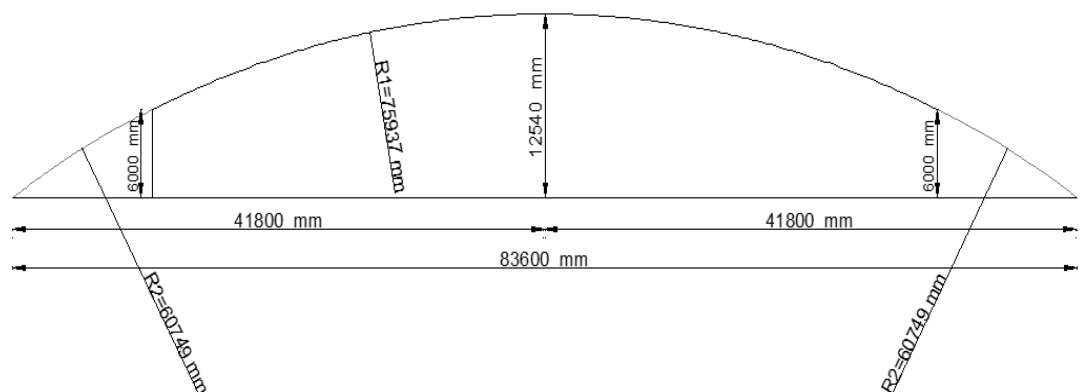
$$\mathbf{h = 6000 \text{ mm}}$$

$$R2 = 0,8 * R1 \quad (5.3)$$

$$R2 = 0,8 * 75937$$

$$R2 = 60749,60 \text{ mm}$$

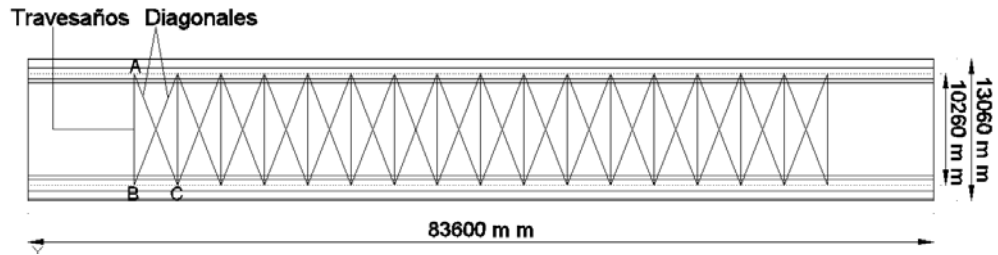
$$\mathbf{R2 = 60749 \text{ mm}}$$



Configuración geométrica del arco

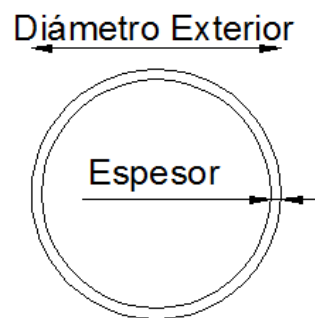
- En cuanto a los arriostramientos de acero que tienen los arcos se utiliza la configuración tipo zig-zag (fig. 5.11) recomendada en el numeral 3.2.5, compuesta por travesaños y diagonales.

En el prediseño tomamos como referencia los límites de esbeltez para elementos estructurales de arriostramiento sometidos a compresión y a tracción cuyos valores están expuestos en el numeral 3.1.5



Elementos de los arriostramientos superiores entre arcos tipo zig-zag

Prediseño de los travesaños



Sección transversal

Para el prediseño de los travesaños utilizamos perfiles tipo tubulares de un diámetro exterior de 145 mm y un espesor de 6 mm (ver Figura 5.12) distribuidos por la empresa chilena CINTAC los cuales cumplen con la norma ASTM (American Society for Testing Materials) para el acero tipo A500 Grado A que tiene un $f_y = 228$ MPa, estos elementos proporcionan apoyo lateral a los arcos a fin de mantener la posición vertical de los mismos, soportan los esfuerzos ejercidos por los arcos en sentido

trasversal al eje longitudinal del puente debidos a las solicitaciones ejercidas por las cargas de viento.

Diámetro exterior = 145 mm

Espesor = 6 mm

Longitud = 10260 mm

Coeficiente de longitud efectiva (K) = 0,65 (Para columnas empotradas en sus dos extremos)

Para poder determinar la esbeltez del travesaño calculamos el área, la inercia y radio de giro del elemento.

Cálculo del área de la sección transversal del tubo

$$\text{Area (A)} = \pi (R^2 - r^2) \quad (5.4)$$

$$A = \pi \left(\left(\frac{145}{2} \right)^2 - \left(\frac{145 - 12}{2} \right)^2 \right)$$

$$A = 2620,088 \text{ mm}^2$$

Cálculo de la inercia de la sección transversal del tubo

$$\text{Inercia (I)} = \frac{\pi}{4} (R^4 - r^4) \quad (5.5)$$

$$I = \frac{\pi}{4} \left(\left(\frac{145}{2} \right)^4 - \left(\frac{145 - 12}{2} \right)^4 \right)$$

$$I = 6339631,088 \text{ mm}^4$$

Donde:

A= área del disco (mm^2),

I= inercia del disco (mm^4),

R= radio exterior del disco (mm),

r= radio interior del disco (mm),

Cálculo del radio de giro de la sección transversal del tubo

$$\text{Radio de giro (r)} = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (5.6)$$

$$r = \sqrt{\frac{6339631,088}{2620,088}}$$

$$r = 49,190 \text{ mm}$$

Cálculo de la esbeltez límite para elementos traccionados

La esbeltez del elemento travesaño a tracción (l/r) se la compara con la esbeltez límite para elementos traccionados que tiene un valor de 240

$$\frac{l}{r} \leq 240 \quad (5.7)$$

$$\frac{10260}{49,190} \leq 240$$

$$208,579 \leq 240 \quad (\text{cumple})$$

Donde:

l = longitud no arriostrada (mm).

Cálculo de la esbeltez límite para elementos comprimidos

La esbeltez del elemento travesaño a compresión (Kl/r) se la compara con la esbeltez límite para elementos traccionados que tiene un valor de 140, la longitud no arriostrada (l) tiene un valor de 10260 mm correspondiente a la distancia entre los ejes de los arcos.

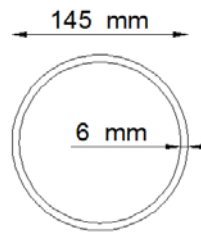
$$\frac{kl}{r} \leq 140 \quad (5.8)$$

$$\frac{0,65 * 10260}{49,190} \leq 140$$

$$135,576 \leq 140 \quad (\text{cumple})$$

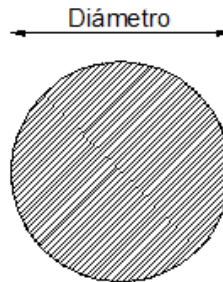
Donde:

l = longitud no arriostrada (mm).



Sección transversal de los travesaños

Prediseño de las diagonales



Sección transversal de las diagonales

Para el prediseño de las diagonales utilizaremos perfiles tipo disco macizo de un diámetro de 180 mm distribuidos por la empresa chilena Acero Hochschild los cuales cumplen con las características de la norma AISI (American Iron and Steel Institute) para el acero tipo AISI-SAE 1020 que tiene un $f_y = 205$ Mpa, estos elementos ayudan a soportar parte de las solicitaciones ejercidas por las cargas de viento ayudando a mantener la posición vertical de los arcos y contribuyendo al apoyo lateral a los mismos.

Diámetro = 115 mm

Coeficiente de longitud efectiva (K) = 0,65 (Para columnas empotradas en sus dos extremos)

Para poder determinar la esbeltez del travesaño calculamos el área, la inercia y radio de giro del elemento.

Cálculo del área de la sección transversal de la diagonal

$$\text{Area (A)} = \frac{\pi}{4} D^2 \quad (5.9)$$

$$A = \frac{\pi}{4} (115)^2$$

$$A = 10386,891 \text{ mm}^2$$

Cálculo de la inercia de la sección transversal de la diagonal

$$\text{Inercia (I)} = \frac{\pi R^4}{4} \quad (5.10)$$

$$I = \frac{\pi (57,5)^4}{4}$$

$$I = 8585414,353 \text{ mm}^4$$

Donde:

A= área (mm²),

I= inercia (mm⁴),

D= diámetro (mm),

r= radio interior (mm).

Cálculo del radio de giro de la sección transversal de la diagonal

$$\text{Radio de giro (r)} = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

$$r = \sqrt{\frac{8585414,353}{10386,891}}$$

$$r = 28,750 \text{ mm}$$

Cálculo de la esbeltez límite para elementos traccionados

La esbeltez del elemento travesaño a tracción (l/r) se la compara con la esbeltez límite para elementos traccionados que tiene un valor de 240

$$\frac{l}{r} \leq 240$$

$$\frac{l}{28,750} \leq 240$$

$$l \leq 6900 \text{ mm}$$

Donde:

l = Longitud máxima de la mitad de la diagonal por tracción (mm).

Cálculo de la esbeltez límite para elementos comprimidos

La esbeltez del elemento travesaño a compresión (Kl/r) se la compara con la esbeltez límite para elementos traccionados que tiene un valor de 140

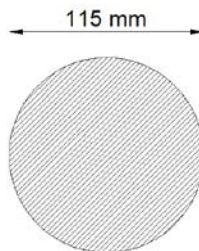
$$\frac{kl}{r} \leq 140$$

$$\frac{0,65 * l}{28,750} \leq 140$$

$$l \leq 6192,308 \text{ mm}$$

Donde:

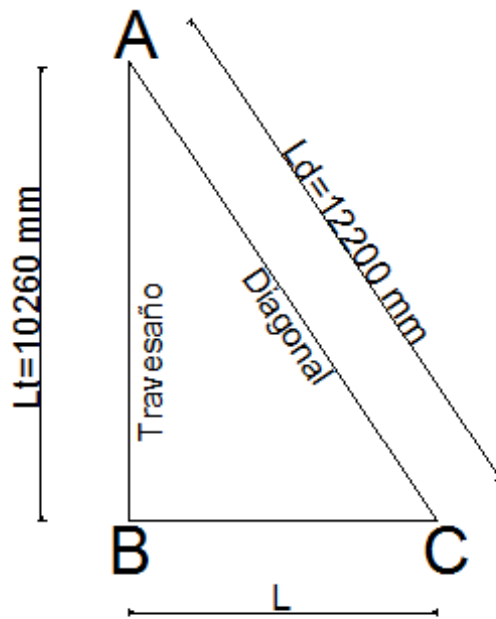
l = Longitud máxima de la mitad de la diagonal por compresión (mm).



Sección transversal de las diagonales

A continuación determinamos la ubicación de los arriostramientos compuestos por travesaños y diagonales (ver Figura 5.11) a lo largo de los arcos para lo cual se toma como condición una longitud máxima a la mitad de la longitud de las diagonales que tiene un valor de 6100 mm de tal manera que la longitud de una diagonal es de 12200 mm como máximo.

Los arriostramientos compuestos por travesaños y diagonales están dispuestos a lo largo del arco, para determinar la distancia entre travesaños utilizamos un plano imaginario formado por un travesaño y una diagonal que forman un triángulo rectángulo como se representa en la figura 5.16 que es un detalle de la figura 5.11, para poder determinar la longitud entre travesaños (L) que se requiere en la disposición de travesaños y diagonales.



Plano formado por el travesaño y la diagonal

$$L = \sqrt{L_d^2 - L_t^2} \quad (5.11)$$

$$L = \sqrt{12200^2 - 10260^2}$$

$$L = 6600,939 \text{ mm} \approx 6600 \text{ mm}$$

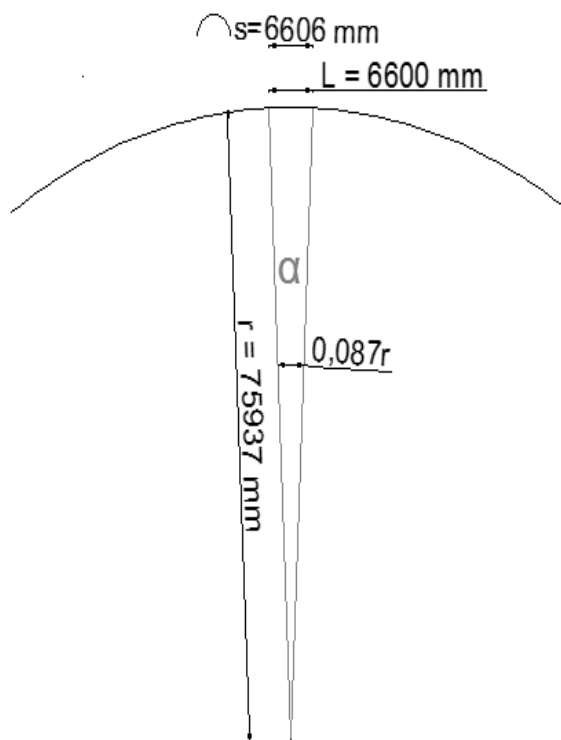
Donde:

L_t = longitud del travesaño (mm),

L_d = longitud de la diagonal (mm),

L = longitud entre travesaños en el plano (mm).

Ahora debemos considerar la curvatura del arco a fin de determinar la distancia entre travesaños a lo largo del arco para lo cual utilizamos la ecuación 5.12 y las dimensiones determinadas anteriormente representadas en la figura 5.15.



Longitud de arco correspondiente a la longitud entre travesaños

Cálculo de la distancia de los travesaños a lo largo del arco

$$s = \alpha * r \quad (5.12)$$

$$s = 0,087 \text{ rad} * 75937 \text{ mm}$$

$$s = 6606,519 \text{ mm} \approx 6606 \text{ mm}$$

Donde:

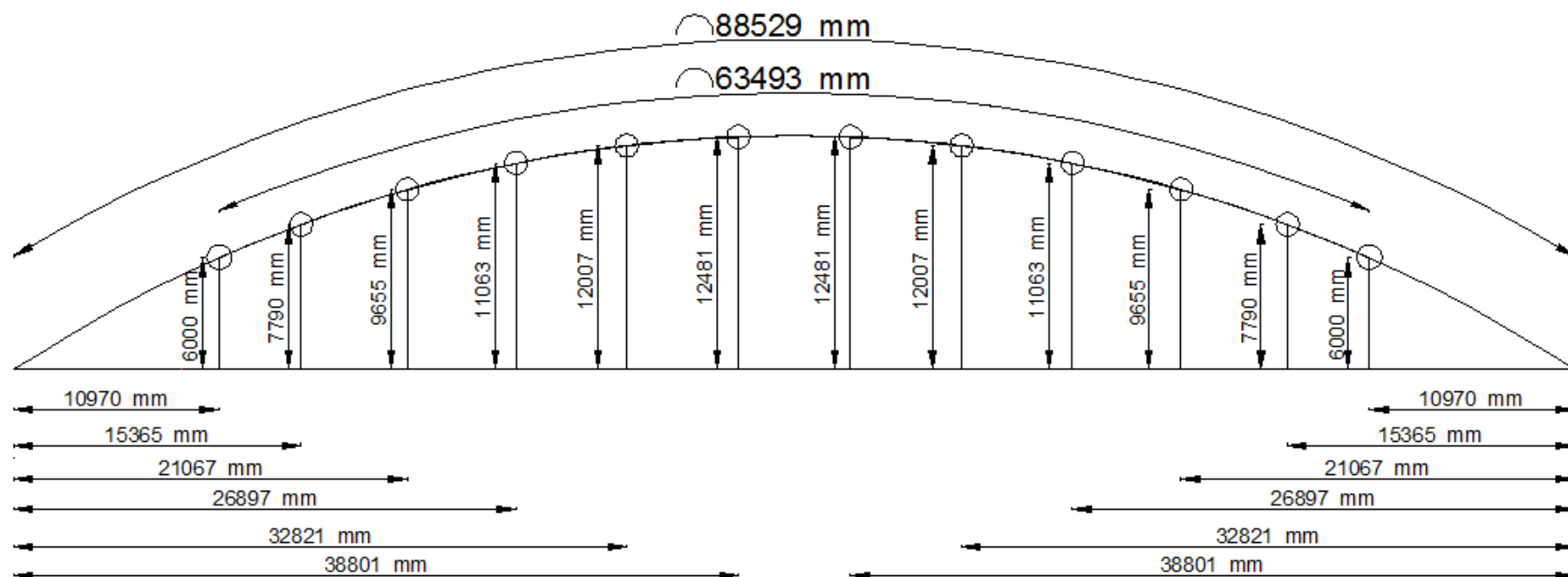
s= longitud de arco (distancia entre travesaños) (mm),

α = ángulo central de la circunferencia que describe el arco (mm),

r = radio de la circunferencia.

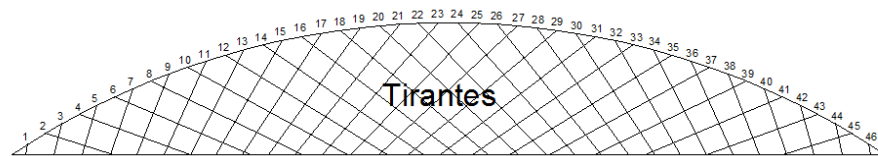
La distancia entre travesaños debe ser menor o igual a 6606 mm a lo largo de la longitud del arco pero debemos considerar además un galibo libre superior [2.3.3.2-AASHTO] que no debe ser menor que 5300 mm por lo que utilizamos un galibo libre superior de 6000 mm.

Utilizando el programa AUTO CAD distribuimos gráficamente los arriostramientos conformados por travesaños y diagonales considerando una distancia máxima a lo largo del arco entre travesaños de 6606 mm y un gálibo libre superior de 6000 mm de tal manera que los arriostramientos tendrán las coordenadas geométricas representadas en la figura 5.18.



Coordenadas de los arriostramientos

- Los cables que conforman la red de tirantes (ver Figura 5.19) que son los elementos que conectan los arcos y las vigas de borde están hechos de acero de alta resistencia de los usados para presfuerzo de hormigones y que cumplen los siguientes requerimientos:



Tirantes

Cumplen con las especificaciones ASTM A416,

Número de alambres del cable = 7

Grado 1860,

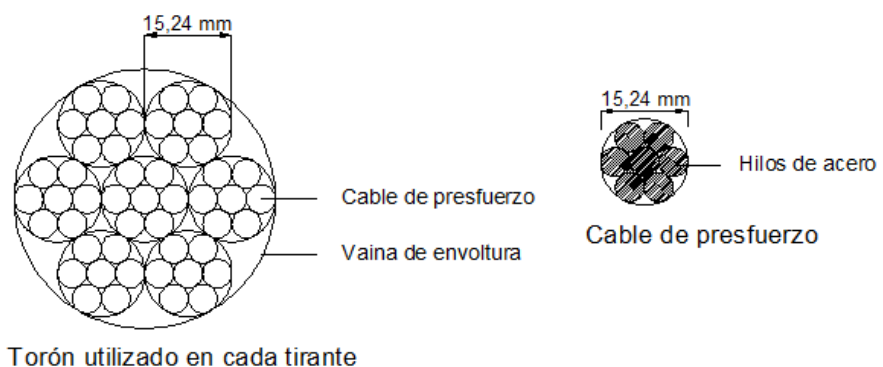
$f_y = 1860$ MPa,

Cable N° 15,

Diámetro = 15,24 mm,

Área de acero del cable = 140 mm^2 .

El torón que conforma un tirante está compuesto por 7 cables de presfuerzo (Fig.5, 17).



Detalle de los cables utilizados en los tirantes

$$\text{Área de torón} = 140 \text{ mm}^2 * 7 = 980 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de cada tirante} &= 980 \text{ mm}^2 * 1860 \text{ N/mm}^2 \\ &= 1822800 \text{ N} \\ &= 1822 \text{ KN} \end{aligned}$$

Una vez definidas las características de los tirantes debemos determinar la disposición geométrica de estos a lo largo de cada arco para lo cual utilizamos el procedimiento recomendado en el numeral 3.2.4 del presente trabajo de graduación.

1. Selección de la altura de la clave del arco (**f**)

Este valor está determinado en el numeral 5.4.1 y tiene un valor de 12540 mm.

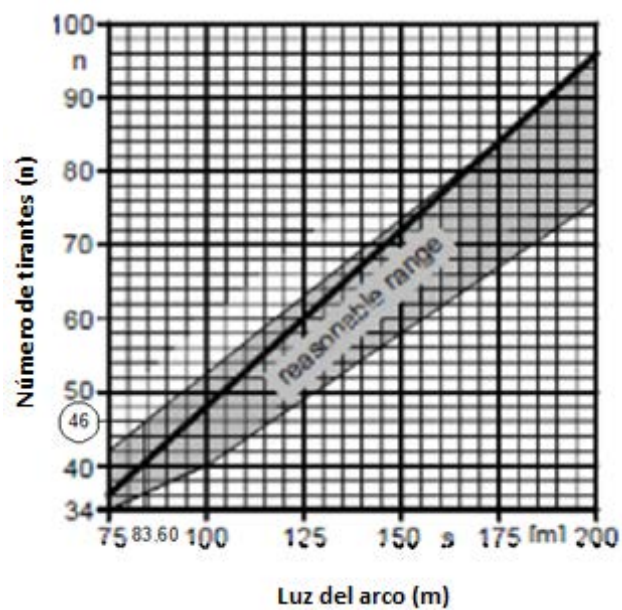
2. Determinación del número de tirantes (**n**)

$$\text{Luz del arco} = 83600 \text{ mm} = 83,60 \text{ m}$$

Utilizamos el diagrama de la figura 3.40.

$$S = 83,60 \text{ m}$$

$$\mathbf{n = 46} \text{ (número de tirantes a utilizar en cada arco)}$$



Abaco para determinación del número de tirantes [20].

3. Determinación del ángulo de inclinación de los tirantes (α°)

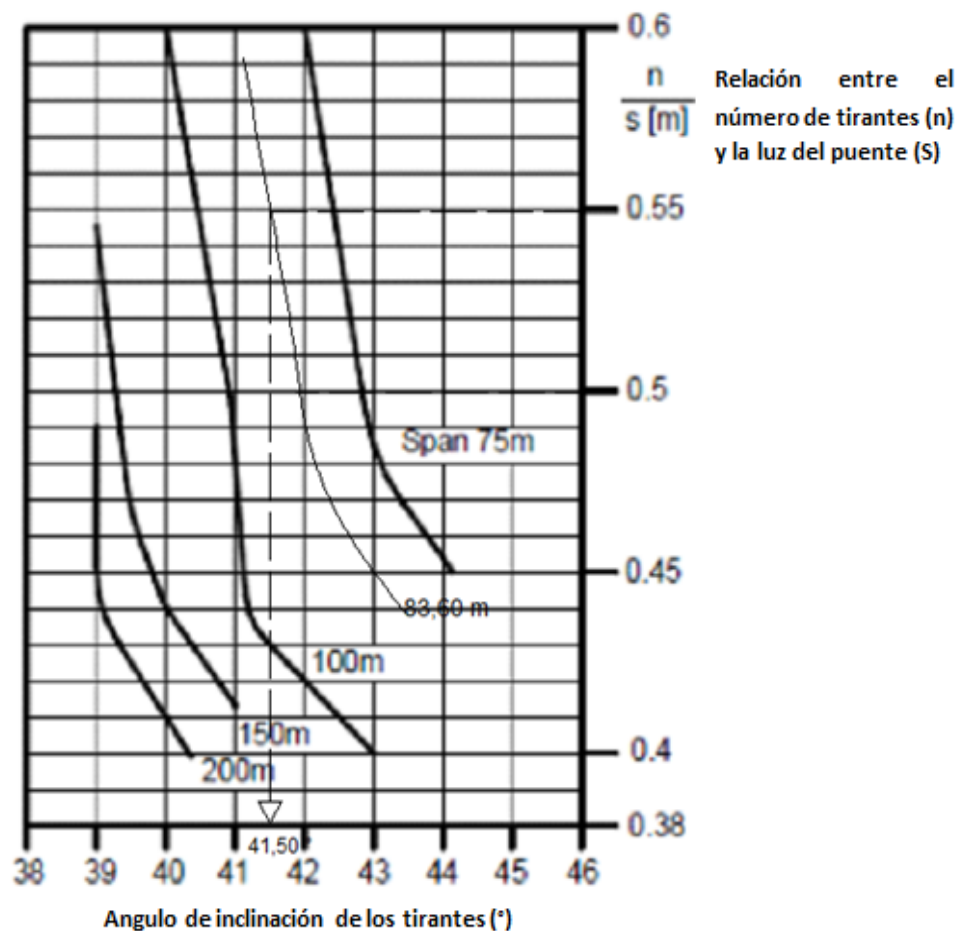
Utilizamos el diagrama de la figura 5.22.

$$S = 83,60 \text{ m}$$

$$n = 46$$

Interpolamos para una luz de 83,60 m que corresponde a la luz del puente a diseñar debido a que en el diagrama original no existe y determinamos el ángulo de inclinación de los tirantes.

$$n/s = 46/83,60 = 0,55$$



Abaco para determinación del ángulo de inclinación de los tirantes

Según el diagrama el ángulo de inclinación será de $41,50^\circ$ pero utilizaremos 42° para agilizar la disposición.

4. Relación entre la carga viva (v) y la carga muerta (g) en función del número de carriles (t)

El detalle de las determinaciones de la carga viva (v) y la carga muerta (g) distribuidas se detalla en el Anexo 5.

$$v = 272,85 \text{ KN/m}$$

$$g = 175,32 \text{ KN/m}$$

$$t = 2 \text{ carriles}$$

$$L = \frac{1,5 * t * v}{1,35 * g} \quad (5.13)$$

$$L = \frac{1,5 * 2 * 272,85}{1,35 * 175,32}$$

$$L = 3,46$$

$$L > 1,6 \Rightarrow \text{Debemos aumentar } \alpha^\circ \text{ en } 1^\circ$$

Nuestro nuevo valor del ángulo de inclinación de los tirantes tendrá un valor de **43°**.

5. Equidistancia entre nudos (s)

$$\text{Longitud del arco (La)} = 88529 \text{ mm}$$

$$\text{Número de tirantes (n)} = 46$$

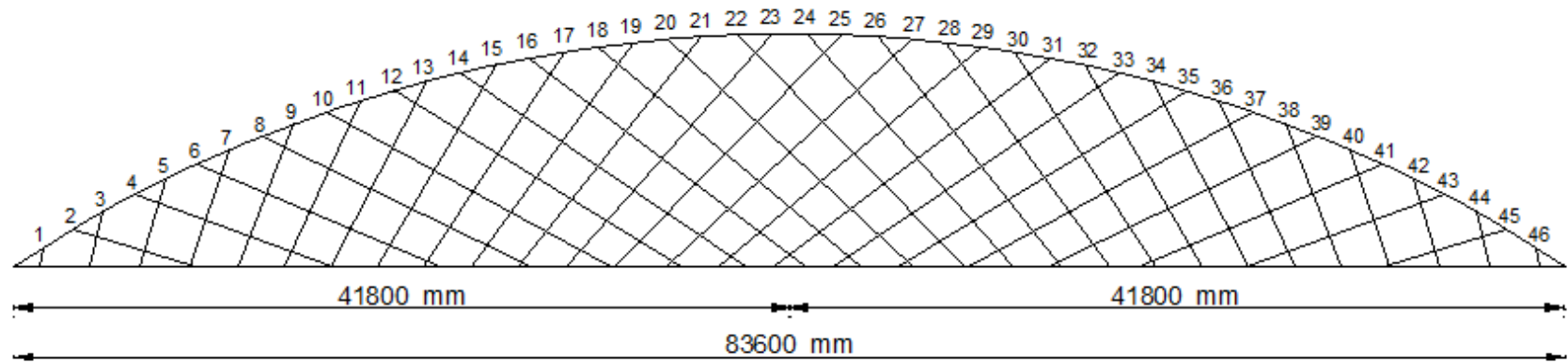
$$S = \frac{La}{n+1} \quad (5.14)$$

$$S = \frac{88529 \text{ mm}}{46 + 1}$$

$$S = 1883,60 \text{ mm}$$

$$\mathbf{S = 1884 \text{ mm}}$$

6. Obtención de coordenadas de los tirantes mediante una resolución gráfica tomando en cuenta todos los parámetros de disposición determinados n, α° y S.



Disposición de los tirantes

A continuación se tabulan las coordenadas de cada uno de los tirantes tomando como origen de coordenadas el arranque izquierdo del arco.

Coordenadas de los Tirantes				
Tirante	En el arco		En la viga de borde	
	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
1	1568	1045	1377	0
2	3167	2042	9782	0
3	4798	2988	4099	0
4	6457	3884	17129	0
5	8142	4727	6787	0
6	9853	5518	22954	0
7	11581	6268	9442	0
8	13318	6996	27867	0
9	15073	7681	12019	0
10	16844	8326	32156	0
11	18630	8919	14561	0
12	20430	9473	35976	0
13	22245	9979	17080	0
14	24063	10441	39428	0
15	25908	10858	19586	0
16	27754	11230	42629	0
17	29610	11555	22091	0
18	31472	11834	45629	0
19	33341	12067	24608	0
20	35216	12254	48478	0
21	37094	12394	27152	0
22	39067	12487	51213	0
23	40858	12534	29738	0
24	42742	12534	53862	0
25	44625	12487	32387	0
26	46506	12394	56448	0
27	48384	12254	35122	0
28	50259	12067	58992	0
29	52128	11834	37971	0
30	53990	11555	61509	0
31	55846	11230	40971	0
32	57692	10858	64014	0
33	59529	10441	44136	0
34	61355	9979	66520	0
35	63164	9473	47632	0

36	64969	8919	69039	0
37	66745	8326	51444	0
38	68527	7681	71581	0
39	70282	6996	55733	0
40	72019	6268	74158	0
41	73747	5518	60646	0
42	75458	4727	76809	0
43	77143	3884	66482	0
44	78802	2988	79501	0
45	80433	2042	73818	0
46	82032	1045	82222	0

Coordenadas de los tirantes

Diseño preliminar definitivo

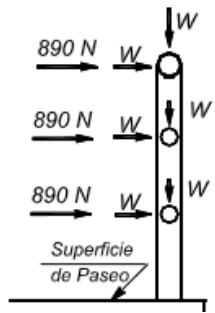
Ya definida la geometría y las características de los materiales de cada uno de los elementos estructurales del puente en arco atirantado tipo Network para el diseño utilizamos el paquete computacional CSI BRIDGE [metodología de cálculo ver el Anexo 8]. Se realiza un proceso iterativo hasta lograr que las dimensiones utilizadas en cada uno de los elementos estructurales permitan obtener una estructura estable.

Cargas solicitantes

Cargas aplicadas en las protecciones laterales peatonales

En pasamanos:

Utilizamos una carga distribuida $W=0,73$ N/mm aplicada tanto en la dirección horizontal transversal como vertical en cada elemento longitudinal (pasamano). También aplicamos cargas concentradas (**P**) de una magnitud de 890 N aplicadas en la parte superior de cada elemento longitudinal en cualquier sección y dirección de manera simultánea con las cargas distribuidas (**W**) [51].



Cargas en pasamanos [51]

En postes:

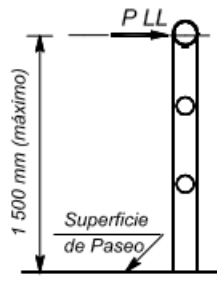
Para los postes utilizamos una carga P_{LL} concentrada aplicada transversalmente en el centro de gravedad del elemento longitudinal superior [51].

$$P_{LL} = 890 + 0,73 \times L \quad (5.15)$$

Donde:

P_{LL} : Carga viva concentrada (N),

L : Espaciamiento entre postes (mm).



Carga concentrada en postes [51]

Calculamos dos cargas para diferentes espaciamentos entre postes en caso de necesitar un rediseño, en una primera iteración usamos una distancia entre postes de 5900 mm que es la determinada en la etapa de prediseño:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 \times 5900$$

$$P_{LL} = 5197 \text{ N}$$

En caso de una segunda iteración utilizamos una distancia entre postes de 2950 mm al introducir un poste intermedio de manera que tenemos una nueva carga en los postes:

$$P_{LL} = 890 + 0,73 \times 2950$$

$$P_{LL} = 3043,50 \text{ N}$$

Cargas aplicadas en las protecciones laterales vehiculares

Para el diseño de las protecciones laterales vehiculares de hormigón armado tipo 4 seleccionadas en etapa de prediseño se aplican las siguientes cargas [51]:

Fuerza transversal (F_T) de impacto del vehículo contra la valla vehicular aplicada en una longitud de contacto de las ruedas contra la valla (L_T):

$$F_T = 240\,000 \text{ N},$$

$$L_T = 1070 \text{ mm}$$

Fuerza longitudinal (F_L) de impacto del vehículo contra la valla vehicular aplicada en una longitud de contacto de las ruedas contra la valla (L_L):

$$F_L = 80\,000 \text{ N},$$

$$L_L = 1070 \text{ mm}$$

Peso del vehículo (F_v) aplicado en la parte superior de la protección lateral del puente y distribuido sobre la longitud de contacto de la valla (L_v):

$$F_v = 80\,000 \text{ N},$$

$$L_v = 5500 \text{ mm}$$

Cargas Muertas (CM)

Peso propio (PP)

En la tabla 5.3 se presenta el resumen de los diferentes pesos propios de los elementos estructurales así como el peso total de la estructura cuyo detalle de cálculo se presenta en el Anexo 6.

PESO PROPIO DEL PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK		
ELEMENTO	PESO	PESO
	kN	t
CABLES	88,144	8,988
ARCO	1022,2693	104,2457
TABLERO	9012,766	919,256
TRAVESAÑOS	24,829	2,532
DIAGONALES	207,177	21,127
VIGAS DE BORDE	1.831,743	186,828
TOTAL	12186,928	1242,978

Peso propio de los elementos estructurales

Capa de rodadura (W_{DW})

La capa de rodadura tiene un espesor $t = 75$ mm distribuida en un ancho $b = 8500$ mm a lo largo de toda la luz del puente $L = 83600$ mm y con un peso específico $\gamma = 22072,5 \times 10^{-9}$ N/mm³.

$$\text{Peso total} = 75 \text{ mm} \times 8500 \text{ mm} \times 83600 \text{ mm} \times 22072,5 \times 10^{-9} \text{ N/mm}^3$$

$$\text{Peso total} = 1176353,888 \text{ N}$$

Esta carga la distribuiremos en el tablero por unidad de área (mm²):

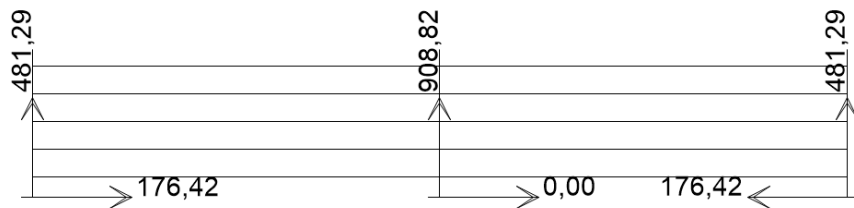
$$\text{Carga /m}^2 = 1176353,888 \text{ N} / (10260 \text{ mm} \times 83600 \text{ mm})$$

$$\text{Carga /m}^2 = 0,001371 \text{ N/mm}^2$$

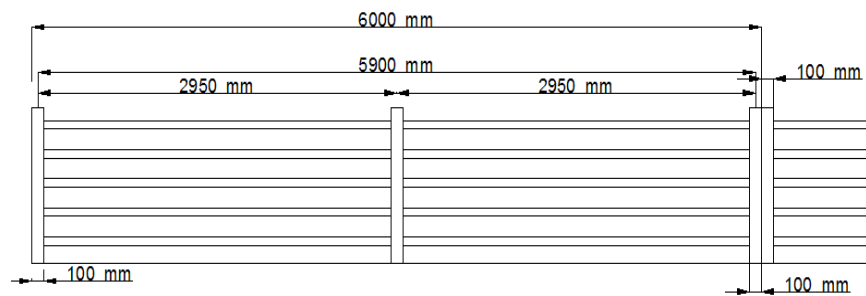
$$W_{DW} = 0,001371 \text{ N/mm}^2$$

Protecciones laterales peatonales (W_{plp})

Utilizando el modelo de diseño de las protecciones laterales peatonales realizado en el numeral 5.2.3 obtenemos el gráfico 5.23 donde las reacciones verticales bajo los postes corresponden al peso propio del módulo de 6000 mm de la protección lateral peatonal.



Reacciones en las protecciones peatonales [N]



Geometría protecciones laterales peatonales

Al tratarse de una estructura simétrica la reacción total es igual a la sumatoria de las reacciones parciales y corresponde a una carga equivalente (P), que corresponde al peso propio de la estructura y está ubicada en el centro de la estructura (2950 mm entre ejes de postes).

$$P = 481,29 \text{ N} + 908,82 \text{ N} + 481,29 \text{ N}$$

$$P = 1871,40 \text{ N}$$

Esta carga se distribuye linealmente en el voladizo del tablero al dividirla por la longitud del módulo de la protección lateral que es

de 6000 mm y ubicada a una distancia de 50 mm desde el borde del voladizo.

$$W_{plp} = 1871,40 \text{ N} / 6000 \text{ mm}$$

$$W_{plp} = 0,3119 \text{ N/mm (a lo largo del Puente)}$$

Protecciones laterales vehiculares (W_{plv})

$$\delta_h = 2,40E-06 \text{ Kg/mm}^3,$$

$$g = 9800 \text{ mm/s}^2,$$

$$A = 196950 \text{ mm}^2 \text{ (área sección transversal protección lateral),}$$

$$V = 196950 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (volumen sección transversal protección lateral).}$$

$$W_{plv} = \delta_h \times g \times V \quad (5.16)$$

$$W_{plv} = 2,40 \times 10^{-6} \frac{\text{kg}}{\text{mm}^3} \times 9800 \frac{\text{mm}}{\text{s}^2} \times 196950 \text{ mm}^3$$

$$W_{plv} = 4632,264 \left(\text{kg} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{s}^2} \right) / \text{mm}$$

$$W_{plv} = 4,63 \text{ N/mm (A lo largo del puente)}$$

Cargas Transitorias (CV)

Carga vehicular (LL)

Se utiliza la carga viva vehicular estándar HL-93 descrita en el numeral 3.1.4 del presente trabajo de graduación.

Carga de aceras (PL)

Se debe aplicar una carga de $0,0035 \text{ N/mm}^2$ en puentes que requieran aceras [51].

Carga de viento (W_s)

Determinamos la carga de viento tanto a barlovento (W_{SB}) como a sotavento (W_{SS}) actuante en la estructura del puente [51]:

$V_{DZ} = 80 \text{ km/h}$ (velocidad máxima del viento para diseño en Ecuador),

$V_B = 160 \text{ Km/h}$ (velocidad básica del viento a 10 m de altura),

$P_{Bb} = 0,0024 \text{ MPa}$ (presión básica a barlovento),

$P_{Bs} = 0,0012 \text{ MPa}$ (presión básica a sotavento).

$$W_{SB} = P_{Bb} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (5.17)$$

$$W_{SB} = 0,0024 \times \left(\frac{80}{160} \right)^2$$

$$W_{SB} = 0,0006 \text{ N/mm}^2$$

$$W_{SS} = P_{Bs} \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \quad (5.18)$$

$$W_{SS} = 0,0012 \times \left(\frac{80}{160} \right)^2$$

$$W_{SS} = 0,0003 \text{ N/mm}^2$$

Carga sísmica (EQ)

Las especificaciones AASHTO – LRFD establecen un procedimiento para el análisis de la acción sísmica aplicado a puentes menores a 150 m de luz que sean convencionales es decir [51]:

- Puentes losa y,
- Puentes de vigas.

Según estas especificaciones no es necesario realizar un diseño sismoresistente cuando se trata de puentes simplemente apoyados.

Un puente en Arco Atirantado Tipo Network no es un puente convencional de tal manera que no podemos aplicar directamente la normativa de diseño sismoresistente de la AASHTO, por lo que en el caso de la construcción real del puente objeto de este trabajo de grado, se debería realizar un estudio particular del riesgo sísmico del sitio de emplazamiento, para que una vez aprobado por organismos competentes se tome en consideración en la etapa de

diseño. Por esa razón en el presente trabajo de graduación, la ejecución de este estudio se sale fuera de los objetivos propuestos así que se realiza el diseño sin considerar dichos efectos.

Estados límite de diseño y combinaciones de cargas

➤ Protecciones Laterales Peatonales

Estados límite:

Al hacer una analogía con los estados límite corresponde a un estado límite de Servicio I con factores de modificación de carga $\eta = 1$ y factores de carga $\gamma = 1$, ya que solo interviene carga muerta debido al peso propio y cargas vivas de diseño.

Combinaciones de carga:

$$SI = 1 \times 1 (PP) + 1 \times 1 (W + P + P_{LL}) \quad (5.19)$$

Donde:

PP: peso propio de postes y pasamanos [N],

W: carga uniformemente distribuida en pasamanos [N/mm],

P: carga puntual en pasamanos [N],

P_{LL} : carga puntual en postes [N].

➤ Protecciones Laterales Vehiculares

Estados límite:

Las protecciones laterales vehiculares se diseñan para el estado límite de Evento Extremo II pero las consideraciones de la combinación de carga correspondiente a este estado límite se encuentran implícitas en el procedimiento de diseño a través del el

uso de ecuaciones que determinan la longitud crítica de cedencia (L_c), resistencia nominal a la carga transversal (R_w) y fuerzas de corte (V_{CT}).

➤ **Aceras**

Estados límite:

En el caso de las aceras peatonales se analiza el estado límite de Evento extremo II con factores de modificación de carga $\eta = 1$ debido a que es un elemento típico sin consideraciones especiales de importancia y factores de carga (γ) correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$EXII - M = 1 \times 1,25 (PP + WDW + W_{plp} + W_{plv}) + 1 \times 0,5 (LL + PL) \quad (5.20)$$

$$EXII - m = 1 \times 0,90 (PP + WDW + W_{plp} + W_{plv}) + 1 \times 0,5 (LL + PL) \quad (5.21)$$

Donde:

EXII – M: Combinación de carga para el estado límite de evento extremo II considerando el factor máximo de modificación de carga permanente,

EXII – m: Combinación de carga para el estado límite evento extremo II considerando el factor mínimo de modificación de carga permanente,

PP: peso propio de todos los elementos estructurales [N],

WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm^2],

W_{pLp} : Cargas transmitidas por de las protecciones laterales peatonales [N/mm],

W_{pLv} : peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],

LL: carga viva vehicular estándar de diseño,

PL: carga viva peatonal [N/mm^2].

➤ Tablero

Estados límite:

Para el diseño del tablero se deben considerar los estados límite de Resistencia I, Servicio I, Fatiga y Fractura I, ya que se trata de una estructura con niveles excepcionales de redundancia los factores de modificación de carga (η) tendrían valores menores a 1 pero debido a que las consideraciones de la AASHTO se aplican a puentes convencionales usamos un valor de $\eta = 1$ para estar del lado de la seguridad tomando en cuenta que el puente a diseñar es un puente especial y los factores de carga (γ) son los correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$RI - M = 1 \times 1,25 (PP + WDW + W_{plp} + W_{plv}) + 1 \times 1,75 (LL + PL) \quad (5.22)$$

$$RI - m = 1 \times 0,90 (PP + WDW + W_{plp} + W_{plv}) + 1 \times 1,75 (LL + PL) \quad (5.23)$$

$$SI = 1 \times 1 (PP + WDW + W_{plp} + W_{plv}) + 1 \times 1 (LL + PL) + 1 \times 0,3 WS \quad (5.24)$$

$$FFI = 1 \times 0,75 (LL + PL) \quad (5.25)$$

Donde:

RI – M: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor máximo de modificación de carga permanente,

RI – m: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor mínimo de modificación de carga permanente,

SI: Combinación de carga para el estado límite de Servicio I,

FFI: Combinación de carga para el estado límite de Fatiga y Fractura I,

PP: peso propio de todos los elementos estructurales [N],

WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm^2],

WpLp: Cargas transmitidas por las protecciones laterales peatonales [N/mm],

Wplv: peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],
 LL: carga viva vehicular estándar de diseño,
 PL: carga viva peatonal [N/mm²],
 Ws: carga de viento [N/mm²].

➤ Arco

Estados límite:

El arco se diseña considerando los estados límite de Resistencia I y Servicio II, este elemento estructural posee componentes y conexiones con medidas adicionales de ductilidad y niveles excepcionales de redundancia por lo que los factores de modificación de carga (η) tendrían una magnitud menor a 1, pero analizando que las consideraciones de la AASTHO [51] que se aplican a puentes convencionales usaremos un valor de $\eta = 1$ para estar del lado de la seguridad tomando en cuenta que el puente a diseñar es un puente especial y los factores de carga (γ) serán los correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$\begin{aligned} \text{RI} - \text{M} &= 1 \times 1,25 (\text{PP} + \text{WDW} + \text{Wplp} + \text{Wplv}) + 1 \times 1,75 (\text{LL} + \text{PL}) \\ \text{RI} - \text{m} &= 1 \times 0,90 (\text{PP} + \text{WDW} + \text{Wplp} + \text{Wplv}) + 1 \times 1,75 (\text{LL} + \text{PL}) \\ \text{SII} &= 1 \times 1 (\text{PP} + \text{WDW} + \text{Wplp} + \text{Wplv}) + 1 \times 1,30 (\text{LL} + \text{PL}) \end{aligned} \quad (5.26)$$

Donde:

RI – M: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor máximo de modificación de carga permanente,

RI – m: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor mínimo de modificación de carga permanente,

SII: Combinación de carga para el estado límite de Servicio II,

PP: peso propio de todos os elementos estructurales [N],

WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm²],
WpLp: Cargas transmitidas por de las protecciones laterales peatonales [N/mm],
Wplv: peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],
LL: carga viva vehicular estándar de diseño,
PL: carga viva peatonal [N/mm²].

➤ Tirantes

Estados límite:

Estos elementos estructurales se analizan considerando los estados límite de Resistencia I y Servicio II y tienen las mismas características especiales del Arco por lo que se aplica el mismo criterio para asumir el valor del factor de modificación de carga $\eta = 1$ y los factores de carga (γ) serán los correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$RI - M = 1 \times 1,25 (PP + WDW + Wplp + Wplv) + 1 \times 1,75 (LL + PL)$$

$$RI - m = 1 \times 0,90 (PP + WDW + Wplp + Wplv) + 1 \times 1,75 (LL + PL)$$

$$SII = 1 \times 1 (PP + WDW + Wplp + Wplv) + 1 \times 1,30 (LL + PL)$$

Donde:

RI – M: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor máximo de modificación de carga permanente,

RI – m: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor mínimo de modificación de carga permanente,

SII: Combinación de carga para el estado límite de Servicio II,

PP: peso propio de todos os elementos estructurales [N],

WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm²],

WpLp: Cargas transmitidas por de las protecciones laterales peatonales [N/mm],

Wplv: peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],

LL: carga viva vehicular estándar de diseño,

PL: carga viva peatonal [N/mm²].

➤ **Arriostramientos**

Estados límite:

Estos elementos estructurales se analizan considerando los estados límite de Resistencia I y Servicio II y tienen las mismas características especiales del Arco ya que se encuentran ubicados en la parte superior del mismo por lo que se aplica el mismo criterio para asumir el valor del factor de modificación de carga $\eta = 1$ y los factores de carga (γ) serán los correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$RI - M = 1 \times 1,25 (PP + WDW + Wplp + Wplv) + 1 \times 1,75 (LL + PL)$$

$$RI - m = 1 \times 0,90 (PP + WDW + Wplp + Wplv) + 1 \times 1,75 (LL + PL)$$

$$SII = 1 \times 1 (PP + WDW + Wplp + Wplv) + 1 \times 1,30 (LL + PL)$$

Donde:

RI – M: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor máximo de modificación de carga permanente,

RI – m: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor mínimo de modificación de carga permanente,

SII: Combinación de carga para el estado límite de Servicio II,

PP: peso propio de todos os elementos estructurales [N],

WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm²],
WpLp: Cargas transmitidas por de las protecciones laterales peatonales [N/mm],
Wplv: peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],
LL: carga viva vehicular estándar de diseño,
PL: carga viva peatonal [N/mm²].

➤ Vigas de borde

Estados límite:

El arco se diseña considerando los estados límite de Resistencia I y Servicio III, y Fatiga y fractura I, este elemento estructural posee componentes y conexiones con medidas adicionales de ductilidad y niveles excepcionales de redundancia por lo que los factores de modificación de carga (η) tendrían una magnitud menor a 1, pero analizando que las consideraciones de la AASTHO se aplican a puentes convencionales usaremos un valor de $\eta = 1$ para estar del lado de la seguridad tomando en cuenta que el puente a diseñar es un puente especial y los factores de carga (γ) serán los correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$\begin{aligned} \text{RI} - \text{M} &= 1 \times 1,25 (\text{PP} + \text{WDW} + \text{Wplp} + \text{Wplv}) + 1 \times 1,75 (\text{LL} + \text{PL}) \\ \text{RI} - \text{m} &= 1 \times 0,90 (\text{PP} + \text{WDW} + \text{Wplp} + \text{Wplv}) + 1 \times 1,75 (\text{LL} + \text{PL}) \\ \text{SIII} &= 1 \times 1 (\text{PP} + \text{WDW} + \text{Wplp} + \text{Wplv}) + 1 \times 0,80 (\text{LL} + \text{PL}) \\ \text{FFI} &= 1 \times 0,75 (\text{LL} + \text{PL}) \end{aligned} \quad (5.27)$$

Donde:

RI – M: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor máximo de modificación de carga permanente,

- RI – m: Combinación de carga para el estado límite de Resistencia I considerando el factor mínimo de modificación de carga permanente,
- SIII: Combinación de carga para el estado límite de Servicio III,
- FFI: Combinación de carga para el estado límite de Fatiga y Fractura I,
- PP: peso propio de todos os elementos estructurales [N],
- WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm²],
- WpLp: Cargas transmitidas por de las protecciones laterales peatonales [N/mm],
- Wplv: peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],
- LL: carga viva vehicular estándar de diseño,
- PL: carga viva peatonal [N/mm²].

➤ **Aparatos de Apoyo de Neopreno**

Estados límite:

Los aparatos de apoyo de neopreno se diseñan para el estado límite de Servicio I con factores de modificación de carga $\eta = 1$ debido a que considera un diseño convencional y factores de carga (γ) correspondientes a cada tipo de carga (Tabla 3.4).

Combinaciones de carga:

$$SI = 1(PP + WDW + WpLp + Wplv) + 1(LL + PL + BR) + 0,3 WS + 0,3 FR \quad (5.28)$$

Donde:

- SI: Combinación de carga para el estado límite de Servicio I,
- PP: peso propio de todos os elementos estructurales [N],
- WDW: Peso propio de la capa de rodadura [N/mm²],
- WpLp: Cargas transmitidas por de las protecciones laterales peatonales [N/mm],
- Wplv: peso propio de las protecciones laterales vehiculares [N/mm],
- LL: carga viva vehicular estándar de diseño,

PL: carga viva peatonal [N/mm²].
 Br: carga de frenado [N],
 FR: fuerza de rozamiento [N],
 Ws: carga de viento [N/mm²].

Diseño de las protecciones laterales peatonales

El análisis y el diseño se realizan con el programa CSI BRIDGE (ver Anexo 8, numeral A8.2), en una etapa inicial se introduce la información sobre las cargas, la geometría y materiales determinados en el prediseño, luego en un proceso iterativo en caso de requerirlo, las propiedades se modifican hasta conseguir que los elementos estructurales tengan la capacidad de resistir las solicitaciones.

Iteración 1:

Las protecciones laterales peatonales están compuestas por postes de una sección transversal de 100 x 100 mm y un espesor de 3 mm, los pasamanos tienen una sección transversal de 60 x 60 mm con un espesor de 3 mm, tanto postes como pasamanos son de acero de tipo A500 Gr B con un $f_y = 268$ Mpa, y la distancia entre ejes longitudinales de postes tiene una magnitud de 5900 mm.

Un resumen de las características geométricas y materiales del modelo 1 se presenta en la figura 5.28 y en la tabla 5.4:

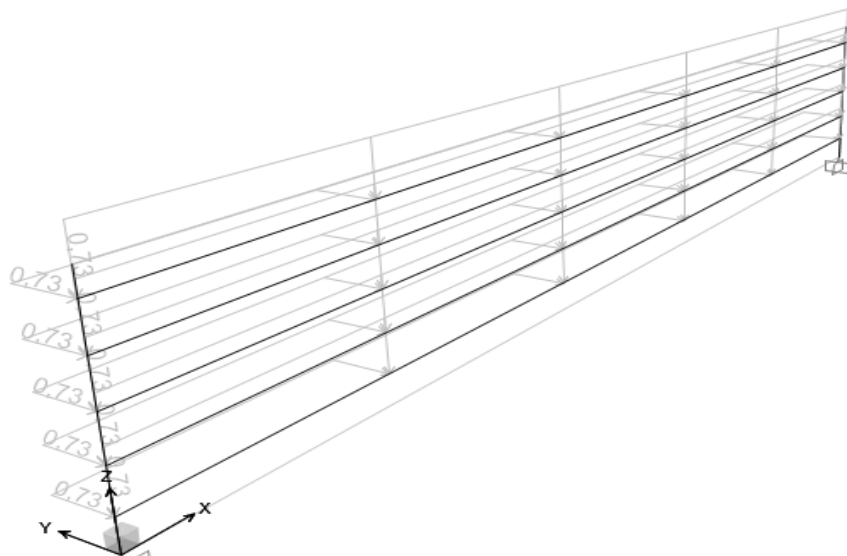


Modelo iteración 1

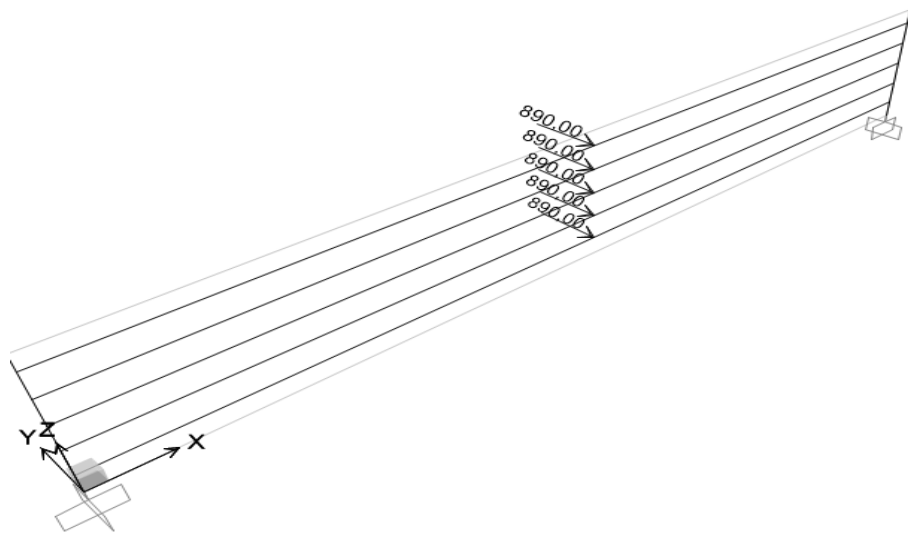
Elemento	Sección	Dimensiones	Material
Pasamano 1	Tubo	Pasamanos 60x60x3	ACERO A500GRB
Pasamano 2	Tubo	Pasamanos 60x60x3	ACERO A500GRB
Pasamano 3	Tubo	Pasamanos 60x60x3	ACERO A500GRB
Pasamano 4	Tubo	Pasamanos 60x60x3	ACERO A500GRB
Pasamano 5	Tubo	Pasamanos 60x60x3	ACERO A500GRB
Poste derecho	Tubo	Poste 100x100x3	ACERO A500GRB
Poste izquierdo	Tubo	Poste 100x100x3	ACERO A500GRB

Propiedades modelo 1

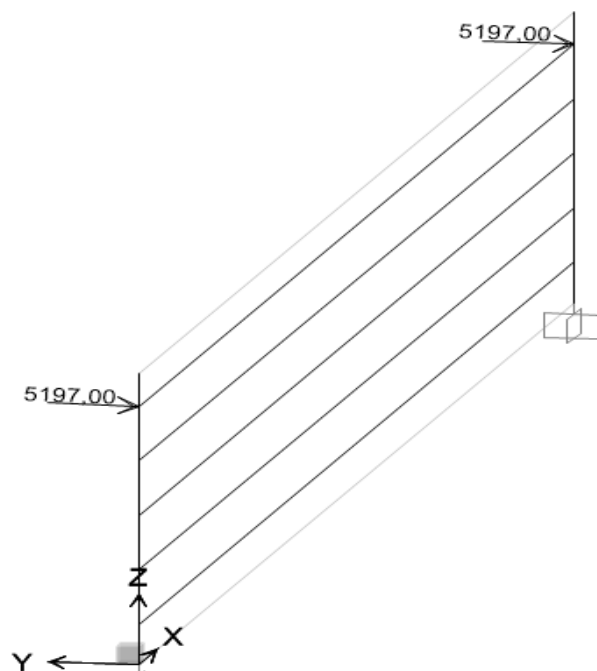
Y para el estado de cargas distribuidas correspondientes a la carga viva con una magnitud de 0,73 N/mm (ver Fig. 5.29), para cargas concentradas con una magnitud de 890 N en pasamanos (ver Fig. 5.30) y cargas concentradas por carga viva en postes de 5197 N de magnitud (ver Fig. 5.31), todas estas cargas intervienen en el estado de cargas del modelo de la iteración 1:



Esquema de carga distribuida en pasamanos [N/mm]



Esquema de cargas puntuales en pasamanos [N]

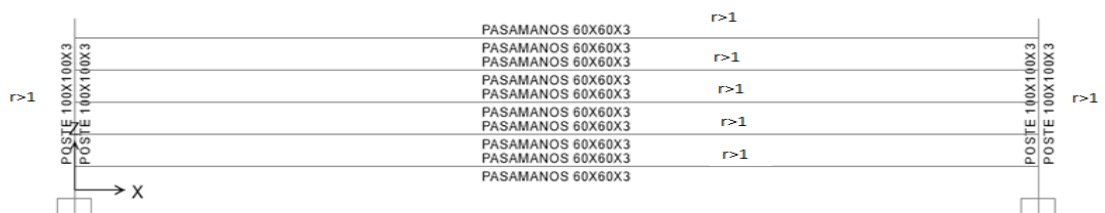


Esquema de cargas puntuales en postes [N]

Elemento	Tipo de carga	Dirección	Carga	Ubicación
			N/mm	mm
Pasamano 5	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 5	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 4	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 4	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 3	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 3	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 2	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 2	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 1	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 1	Distribuida	Y	-0,73	-
Elemento	Tipo de carga	Dirección	Carga	Ubicación
			N	mm
Pasamano 5	Puntual	Y	-890	2950
Pasamano 4	Puntual	Y	-890	2950
Pasamano 3	Puntual	Y	-890	2950
Pasamano 2	Puntual	Y	-890	2950
Pasamano 1	Puntual	Y	-890	2950
Poste izquierdo	Puntual	Y	-5197	950
Poste derecho	Puntual	Y	-5197	950

Resumen de los esquemas de cargas modelo de la iteración 1

Los resultados que se obtienen del diseño están representados con un valor de (r) para cada elemento, este valor representa la capacidad de resistencia que posee el elemento con relación a la resistencia requerida por las solicitaciones, cuando (r) tiene un valor mayor que 1 se entenderá que el elemento se encuentra sobreforzado, en esta iteración 1 todos los elementos se encuentra sobreforzados como se muestra en la figura 5.32 y la tabla 5.6:



Detalle gráfico de diseño modelo 1

AISC360-05-IBC2006											
Elemento	Sección	Diseño	Estado	Combinación de cargas	MrMajor	MrMinor	VrMajor	VrMinor	Capacidad	fy	E
					KN-mm	KN-mm	KN	KN	de trabajo (r)	KN/mm2	KN/mm2
Poste izquierdo	POSTE 100X100X3	columna	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	1343,69	-9650,18	-12,763	-18,19	4,49	0,268	199,94798
Poste derecho	POSTE 100X100X3	columna	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	-1343,69	-9650,18	12,763	-18,19	4,49	0,268	199,94798
Pasamano 5	PASAMANOS 60X60X3	viga	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	-2722,38	2605,62	-2,775	2,599	1,51	0,268	199,94798
Pasamano 4	PASAMANOS 60X60X3	viga	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	-2719,35	2430,98	-2,775	2,599	1,46	0,268	199,94798
Pasamano 3	PASAMANOS 60X60X3	viga	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	-2713,06	2302,84	-2,775	2,599	1,42	0,268	199,94798
Pasamano 2	PASAMANOS 60X60X3	viga	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	-2699,59	2218,75	-2,775	2,599	1,48	0,268	199,94798
Pasamano 1	PASAMANOS 60X60X3	viga	sobresforzada	MUERTA+PASAMANOS+POSTES	-2681,47	2177,11	-2,775	2,599	2,05	0,268	199,94798

Detalle de diseño del modelo de la iteración 1

Los resultados de la iteración 1 (ver tabla 5.6) indica que las secciones están solicitadas mucho más allá de su capacidad por lo que se concluye que las características determinadas en la etapa de prediseño no son apropiadas para las protecciones laterales peatonales así que debemos realizar otra iteración modificando las mismas, para lo cual se ubica un poste intermedio de acero de $f_y = 268 \text{ Mpa}$ en el centro del vano, la sección transversal de este poste será de $100 \times 100 \text{ mm}$ y tendrá un espesor de 4 mm , el resto de elementos tendrán las mismas características del modelo de la iteración 1.

Iteración 2:

Este modelo posee una diferente configuración geométrica debido a que se ubica un poste intermedio que ayuda a soportar las cargas y además reduce la longitud de los pasamanos que se encuentran empotrados entre los postes, esta nueva configuración geométrica modifica la distribución de los esfuerzos reduciendo las demandas de resistencia tanto en pasamanos como en los dos postes exteriores.

Las características geométricas y materiales del modelo 2 son las que se muestran en la figura 5.33 y en la tabla 5.7:

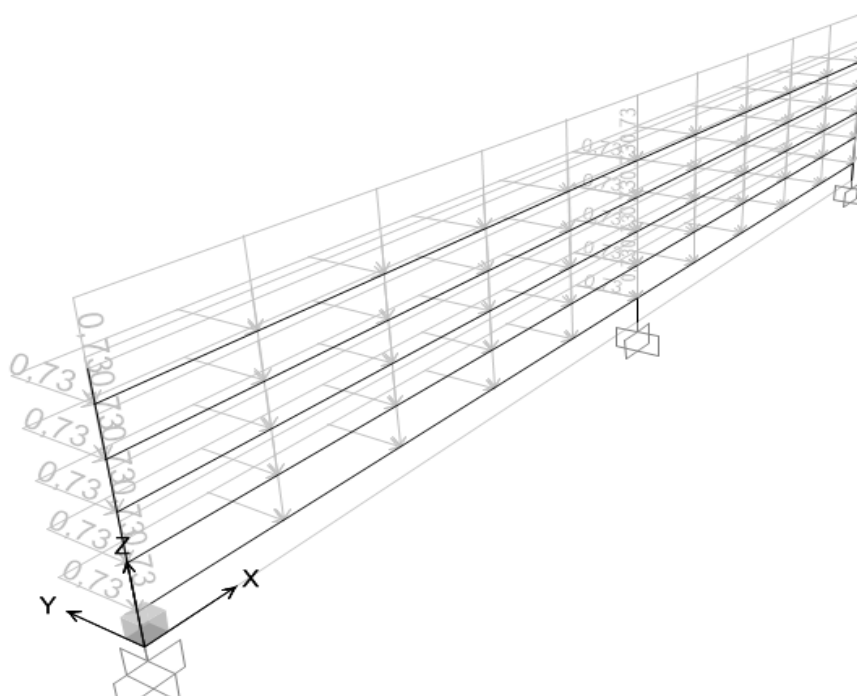
<div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);"> POSTE 1 100X100X3 </div>	PASAMANO-5	<div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);"> POSTE 2 100X100X4 </div>	PASAMANO-10	<div style="writing-mode: vertical-rl; transform: rotate(180deg);"> POSTE 3 100X100X3 </div>
	PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-4		PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-9	
	PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-3		PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-8	
	PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-2		PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-7	
	PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-1		PASAMANOS 60X60X3 PASAMANO-6	
	PASAMANOS 60X60X3		PASAMANOS 60X60X3	

Modelo iteración 2

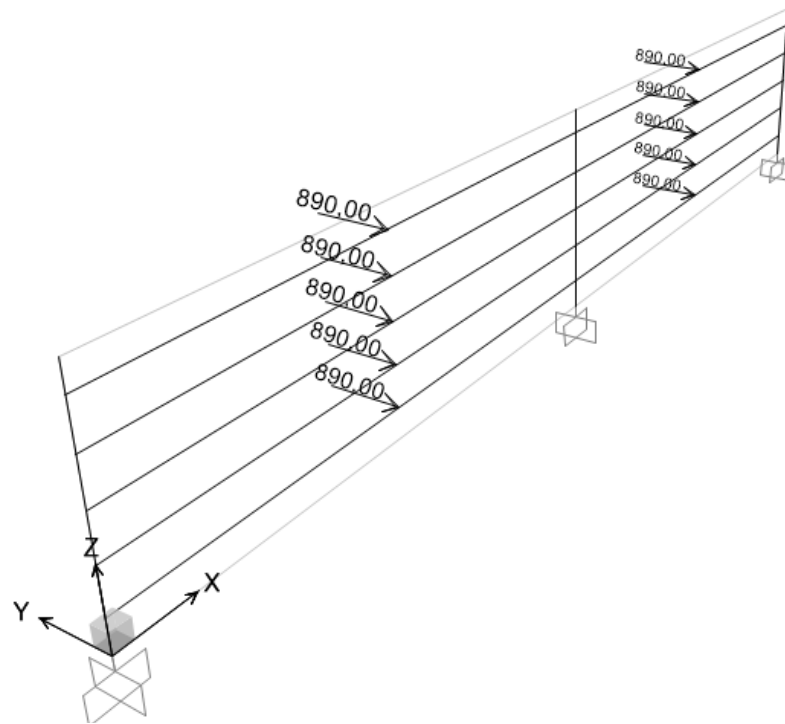
ELEMENTO	TIPO	DIMENSIONES	MATERIAL
Pasamano 1	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 2	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 3	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 4	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 5	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 6	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 7	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 8	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 9	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Pasamano 10	Tubo	PASAMANOS 60X60X3	ACERO A500GrB
Poste 1	Tubo	POSTE 100X100X3	ACERO A500GrB
Poste 2	Tubo	POSTE 100X100X4	ACERO A500GrB
Poste 3	Tubo	POSTE 100X100X3	ACERO A500GrB

Propiedades modelo 2

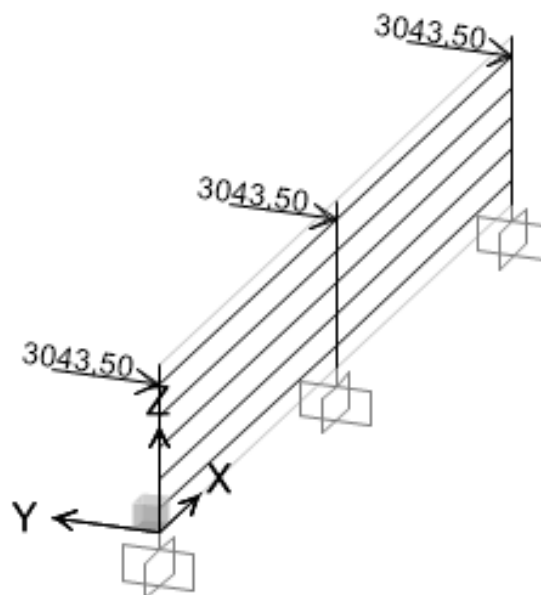
Modificándose el estado de cargas del modelo 2 como se muestra en las figuras 5.34 a 5.36 y en la tabla 5.8:



Esquema de carga distribuida en pasamanos [N/mm]



Esquema de cargas puntuales en pasamanos [N]



Esquema de cargas puntuales en postes [N]

Elemento	Tipo de carga	Dirección	Carga	Ubicación
			N/mm	mm
Pasamano 1	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 1	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 2	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 2	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 3	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 3	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 4	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 4	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 5	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 5	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 6	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 6	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 7	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 7	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 8	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 8	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 9	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 9	Distribuida	Y	-0,73	-
Pasamano 10	Distribuida	Gravitacional	0,73	-
Pasamano 10	Distribuida	Y	-0,73	-
Elemento	Tipo de carga	Dirección	Carga	Ubicación
			N	mm
Pasamano 1	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 2	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 3	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 4	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 5	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 6	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 7	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 8	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 9	Puntual	Y	-890	1475
Pasamano 10	Puntual	Y	-890	1475
Poste 1	Puntual	Y	-3043,50	950
Poste 2	Puntual	Y	-3043,50	950
Poste 3	Puntual	Y	-3043,50	950

Cargas modelo 2

Limitantes de esbeltez de diseño:

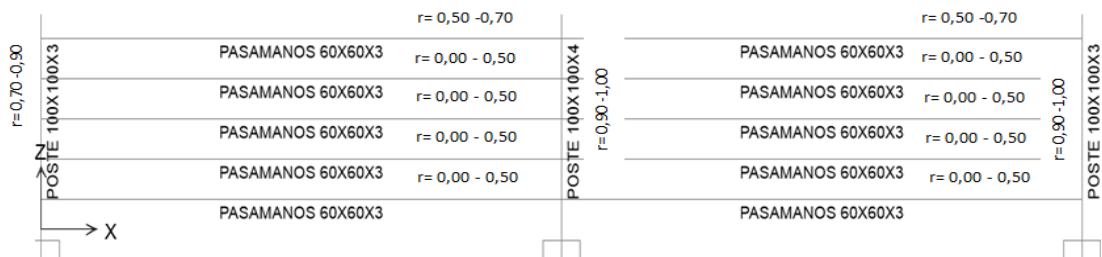
La tabla 5.37 muestra los límites de esbeltez requeridos en el diseño de perfiles de acero tubulares de sección transversal rectangular que se encuentran sometidos a esfuerzos de flexión o axiales, y que se comportan como elementos de sección compacta, no compacta o esbelta, el procedimiento de diseño se detalla en el numeral 5.2.6 del presente trabajo de graduación.

Section Type	Description of Element	Example	Width-Thickness Ratio, (λ_x)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
				Compact (λ_x)	NonCompact (λ_x)	Slender (λ_x)
Box	Flexural or axial compression of flanges under major axis bending		b/t	$1.12\sqrt{E/F_y}$	$1.40\sqrt{E/F_y}$	No Limit
	Flexure in web		h/t	$2.42\sqrt{E/F_y}$	$5.70\sqrt{E/F_y}$	$D/t_w \leq 150$

Límites de esbeltez [52]

A continuación se muestran los resultados de diseño:

Los resultados que se obtienen del diseño están representados con un valor de (r) para cada elemento, este valor representa la capacidad de resistencia que posee el elemento con relación a la resistencia requerida por las solicitaciones, cuando (r) tiene un valor mayor que 1 se entenderá que el elemento se encuentra sobre esforzado.

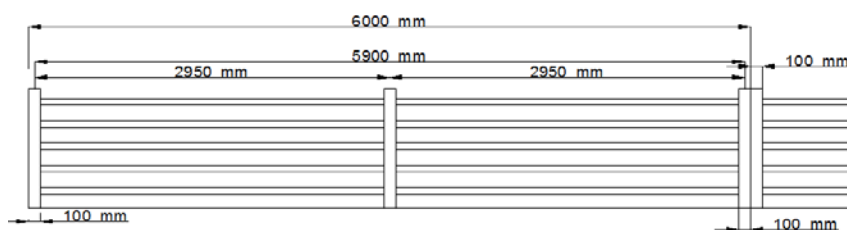


Detalle gráfico de diseño del modelo de la iteración 2

Elemento	Sección	Diseño	Estado	Combinación de cargas	Capacidad
					de trabajo (r) (adimensional)
POSTE1	POSTE 100X100X3	columna	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,835935
POSTE2	POSTE 100X100X4	columna	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,917153
POSTE3	POSTE 100X100X3	columna	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,835935
PASAMANO-1	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,458156
PASAMANO-2	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,476001
PASAMANO-3	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,485706
PASAMANO-4	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,496204
PASAMANO-5	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,516567
PASAMANO-6	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,458156
PASAMANO-7	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,476001
PASAMANO-8	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,485706
PASAMANO-9	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,496204
PASAMANO-10	PASAMANOS 60X60X3	viga	suficiente	MUERTA+POSTES+PASAMANOS	0,516567

Detalle de diseño del modelo de la iteración 2

La combinación de cargas de diseño de descrita como MUERTA+POSTES+PASAMANOS corresponde a la superposición de todas las cargas descritas en los esquemas de las figuras 5.34, 5.35 y 5.36, los postes se diseñan como elementos verticales (columnas) y los pasamanos como elementos horizontales (vigas), la capacidad de trabajo (r) corresponde representa la capacidad de resistencia que posee el elemento con relación a la resistencia requerida por las solicitaciones y es adimensional.



Protecciones laterales vehiculares definitivas

Como se observa en la tabla 5.9 las características geométricas y de materiales empleados en el modelo de la iteración 2 son aceptables como diseño definitivo de las protecciones laterales peatonales debido a que los elementos estructurales son suficientes para resistir las

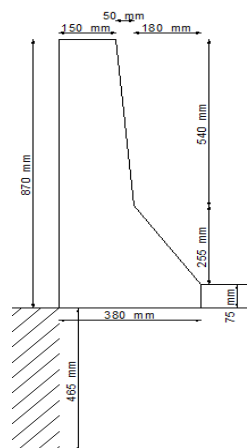
solicitaciones es decir: las protecciones laterales peatonales definitivas tienen la disposición geométrica de la figura 5.39 que consta de tres postes separados 2950 mm entre sí, y cinco pasamanos horizontales entre los postes, el material empleado es el acero A500GrB , las secciones transversales de los postes exteriores es de 100 x 100 mm con un espesor de 3 mm, el poste intermedio tiene una sección transversal de 100 x 100 mm con un espesor de 4 mm y los pasamanos con una sección transversal de 60 x 60 mm con un espesor de 3 mm, todos estos elementos están representados las de la figura 5.40



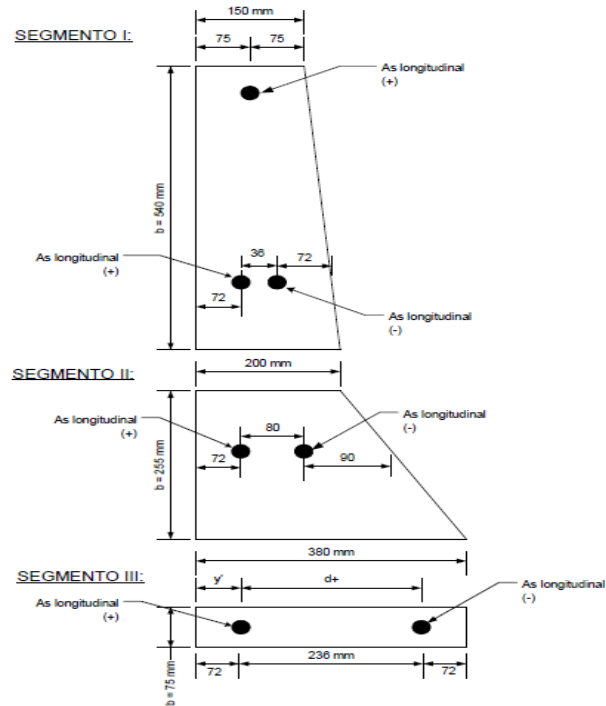
Secciones protecciones laterales definitivas (mm)

Diseño de las protecciones laterales vehiculares

A continuación se procede al diseño de las protecciones laterales vehiculares siguiendo la normativa de diseño AASTHO establecida para una protección lateral vehicular de hormigón armado para un puente de carretera [51]



Sección transversal protección lateral vehicular



Esquema de armado protecciones laterales vehiculares [51].

A. Momento resistente alrededor del eje vertical (M_w)

Este momento determina los requerimientos de armadura longitudinal, para el análisis se divide al parapeto de sección transversal variable en tres segmentos [51]:

Segmento I

Solo se considera la contribución del As^+ (superior e inferior):

$$As^+ = 2 \text{ } \varnothing \text{ 12 mm}$$

$$As^+ = 2 \times 113 \text{ mm}^2$$

$$As^+ = 226 \text{ mm}^2$$

La altura efectiva (d) se determina como el promedio de la altura efectiva del As^+ superior y el As^+ inferior [51]:

$$d = d_{prom} = \frac{d_{sup} + d_{inf}}{2} \quad (5.29)$$

$$d = d_{prom} = \frac{75 + 108}{2}$$

$$d = d_{prom} = 91,50 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (5.30)$$

$$a = \frac{226 \times 420}{0,85 \times 25 \times 540}$$

$$a = 8,27 \text{ mm}$$

El momento resistente (ϕM_n) es:

$$\phi M_n - I = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \quad (5.31)$$

$$\phi M_n - I = 1 \times 226 \times 420 \times \left(91,50 - \frac{8,27}{2} \right)$$

$$\phi M_n - I = 8,29 \text{ E} + 06 \text{ N.mm}$$

Segmento II

Para este segmento se determinan tanto el momento resistente positivo como el negativo a base de (A_s^+) y (A_s^-) para las alturas efectivas correspondientes [51]:

Refuerzo positivo

$$A_{s+} = 1 \text{ } \phi \text{ 12 mm}$$

$$A_{s+} = 1 \times 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{s+} = 113 \text{ mm}^2$$

$$d = 80 \text{ mm} + 90 \text{ mm}$$

$$d = 170 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times F_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{113 \times 420}{0,85 \times 25 \times 255}$$

$$a = 8,76 \text{ mm}$$

$$\emptyset M_n (+) = \emptyset \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\emptyset M_n (+) = 1 \times 113 \times 420 \times \left(170 - \frac{8,76}{2}\right)$$

$$\emptyset M_n (+) = 7,86 \text{ E} + 06 \text{ N.mm}$$

Refuerzo negativo

$$A_s = 1 \emptyset 12 \text{ mm}$$

$$A_s = 1 \times 113 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 113 \text{ mm}^2$$

$$d = 72 \text{ mm} + 80 \text{ mm}$$

$$d = 152 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{113 \times 420}{0,85 \times 25 \times 255}$$

$$a = 8,76 \text{ mm}$$

$$\emptyset M_n (-) = \emptyset \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\emptyset M_n (-) = 1 \times 113 \times 420 \times \left(152 - \frac{8,76}{2}\right)$$

$$\emptyset M_n (-) = 7,01 \text{ E} + 06 \text{ N.mm}$$

Momento medio

El momento representativo de este segmento es igual al valor medio entre el momento positivo y el momento negativo [51]:

$$\emptyset M_n - II = \frac{\emptyset M_n (+) + \emptyset M_n (-)}{2} \quad (5.32)$$

$$\emptyset M_n - II = \frac{(7,86 \text{ E} + 06) + (7,01 \text{ E} + 06)}{2}$$

$$\emptyset M_n - II = 7,43 \text{ E} + 06 \text{ N.mm}$$

Segmento III

Se considera que el momento resistente generado por el A_s^+ es semejante al producido por el A_s^- [51]:

$$A_{s+} = 1 \text{ } \varnothing \text{ } 12 \text{ mm}$$

$$A_{s+} = 1 \times 113 \text{ mm}^2$$

$$A_{s+} = 113 \text{ mm}^2$$

$$d = 236 \text{ mm} + 72 \text{ mm}$$

$$d = 308 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{113 \times 420}{0,85 \times 25 \times 75}$$

$$a = 29,78 \text{ mm}$$

$$\varnothing M_n - III = \varnothing \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$\varnothing M_n - III = 1 \times 113 \times 420 \times \left(308 - \frac{29,78}{2} \right)$$

$$\varnothing M_n - III = 1,391 \text{ E} + 07 \text{ N.mm}$$

Momento alrededor del eje vertical (M_w)

El momento resistente alrededor del eje vertical se calcula a través de la sumatoria de los momentos resistentes de cada segmento [51]:

$$M_w = \varnothing M_n - I + \varnothing M_n - II + \varnothing M_n - III \quad (5.33)$$

$$M_w = (8,29\text{E} + 06) + (7,43\text{E} + 06) + (1,391\text{E} + 07)$$

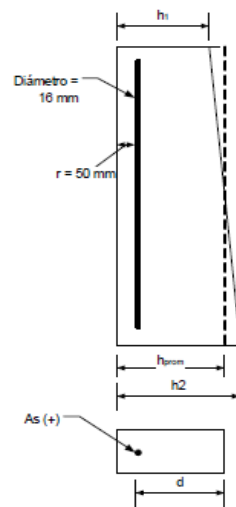
$$M_w = 2,964\text{E}+07 \text{ N.mm}$$

$$M_w = 29636,85 \text{ kN.mm}$$

B. Momento resistente alrededor del eje horizontal (Mc)

El momento resistente alrededor del eje horizontal es función del acero de refuerzo vertical y es mayor en la parte inferior que por lo tanto requiere una mayor cantidad de armadura, para el análisis se dividirá la sección transversal del parapeto en 2 segmentos [51].

Segmento I



Esquema de ubicación del refuerzo [51].

$$h_p = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (5.34)$$

$$h_p = \frac{150 + 200}{2}$$

$$h_p = 175 \text{ mm}$$

$$A_s = 1 \text{ } \phi \text{ } 16 \text{ mm @ } 225 \text{ mm}$$

$$A_s = 0,894 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$d = h_p - r - \frac{\phi}{2} \quad (5.35)$$

$$d = 175 - 50 - \frac{16}{2}$$

$$d = 117 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{0,894 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1}$$

$$a = 17,66 \text{ mm}$$

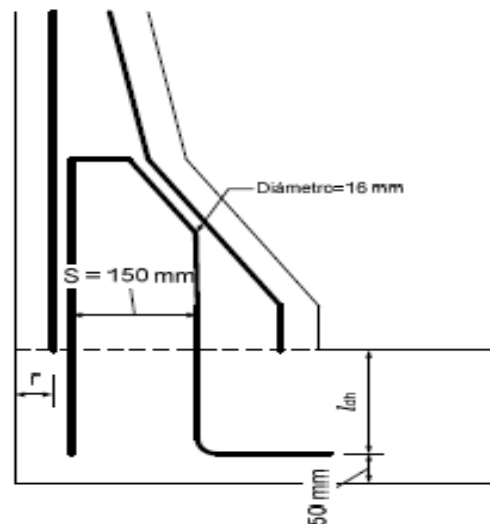
$$\phi M_c - I = \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi M_c - I = 1 \times 0,894 \times 420 \times \left(117 - \frac{17,66}{2}\right)$$

$$\phi M_c - I = 40597,53 \text{ N.mm/mm}$$

Segmentos II y III

En la parte inferior el parapeto se ensancha pero la armadura que lo configura no se ancla al voladizo del tablero, el anclaje entre el voladizo y el parapeto se realiza a través de una varilla especialmente diseñada con un gancho en el extremo que se introduce en la losa y como se produce un traslape de las varillas se incrementa la capacidad resistente de tal manera que se puede asumir que la resistencia con respecto al eje horizontal es constante y se determina por la varillas de anclaje [51].



Esquema de ubicación del refuerzo [51].

$$A_s = 1 \text{ } \varnothing \text{ 16 mm @ 225 mm}$$

$$A_s = 0,894 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$d = r + \varnothing + S + \frac{\varnothing}{2} \quad (5.36)$$

$$d = 50 + 16 + 150 + \frac{16}{2}$$

$$d = 224 \text{ mm}$$

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{0,894 \times 420}{0,85 \times 25 \times 1}$$

$$a = 17,66 \text{ mm}$$

$$\varnothing M_c - II + III = \varnothing \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\varnothing M_c - II + III = 1 \times 0,894 \times 420 \times \left(224 - \frac{17,66}{2}\right)$$

$$\varnothing M_c - II + III = 80756,30 \text{ N.mm/mm}$$

Momento alrededor del eje horizontal (M_c)

El momento resistente total alrededor del eje horizontal es la media ponderada de los momentos de los segmentos [51]:

$$M_c = \frac{(\varnothing M_c - I) \times b_1 + (\varnothing M_c - II + III) \times (b_2 + b_3)}{H} \quad (5.37)$$

$$M_c = \frac{(40597,53) \times 540 + (80756,30) \times (255 + 75)}{870}$$

$$M_c = 55830,17 \text{ N.mm/mm}$$

$$M_c = 55,83 \text{ kN.mm/mm}$$

C. Longitud crítica del patrón de la línea de cedencia (L_c)

La longitud crítica de muro en la cual se produce el mecanismo de la línea de fluencia, L_c , se deberá tomar como [52]:

$$H = 870 \text{ mm},$$

$$L_T = 1070 \text{ mm},$$

$$M_b = 0 \text{ kN.mm (no existe viga en la parte superior del parapeto),}$$

$$M_w = 29636,85 \text{ kN.mm},$$

$$M_c = 55,83 \text{ kN.mm/mm}.$$

$$L_c = \frac{L_T}{2} + \sqrt{\left(\frac{L_T}{2}\right)^2 + \frac{8 H (M_w + M_b)}{M_c}} \quad (5.38)$$

$$L_c = \frac{1070}{2} + \sqrt{\left(\frac{1070}{2}\right)^2 + \frac{8 \times 870 (29636,85 + 0)}{55,83}}$$

$$L_c = 2530,21 \text{ mm}$$

D. Resistencia nominal a la carga transversal (R_w)

Para impactos en el extremo de un muro o en una junta [52]:

$$R_w = \left(\frac{2}{2L_c - L_T}\right) \left(8 M_b + 8 M_w + \frac{M_c \times L^2}{H}\right) \quad (5.39)$$

$$R_w = \left(\frac{2}{2 \times 2530,21 - 1070}\right) \left(8 \times 0 + 8 \times 29636,85 + \frac{55,83 \times (2530,21)^2}{870}\right)$$

$$R_w = 324,74 \text{ kN}$$

$$F_T = 240 \text{ kN}$$

A continuación se verifica que se cumple la condición de diseño:

$$R_w > F_T \quad (\text{cumple})$$

E. Transferencia de corte entre el parapeto y el tablero

La carga R_w se transfiere a través de una junta por esfuerzo de fricción, la sección crítica que requiere ser analizadas la sección del tablero que coincide con la cara externa de la viga principal exterior del puente o en el extremo del chaflán en caso de que exista [51]:

V_{CT} : Fuerza de corte en la base del parapeto

$$V_{CT} = \frac{R_w}{L_c + 2 H} \quad (5.40)$$

$$V_{CT} = \frac{324,74}{2530,21 + 2 \times 870}$$

$$V_{CT} = 0,07604 \text{ kN/mm}$$

$$V_{CT} = 76,05 \text{ kN/m}$$

P_C : Fuerza de compresión perpendicular al plano de corte = peso del parapeto.

$$\delta_h = 2,40E-06 \text{ Kg/mm}^3,$$

$$g = 9800 \text{ mm/s}^2,$$

$$A = 196950 \text{ mm}^2 \text{ (área sección transversal protección lateral),}$$

$$V = 196950 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (volumen sección transversal protección lateral).}$$

$$P_C = \delta_h \times g \times V \quad (5.41)$$

$$P_C = 2,40 \times 10^{-6} \frac{\text{Kg}}{\text{mm}^3} \times 9800 \frac{\text{mm}}{\text{s}^2} \times 196950 \text{ mm}^3$$

$$P_C = 4632,264 \text{ Kg/mm}$$

$$P_C = 4,63 \text{ N/mm}$$

V_n : Fuerza nominal en la interfase

$$A_{cv} = 380 \text{ mm}^2 \text{ (área de contacto entre el tablero y el parapeto),}$$

$$C = 0,52 \text{ MPa (factor de cohesión),}$$

$$A_{vf} = 0,894 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (armadura perpendicular al área de corte),}$$

$f'c = 25 \text{ MPa},$
 $f_y = 420 \text{ MPa},$
 $P_c = 4,63 \text{ N/mm},$
 $\mu = 0,6$ (coeficiente de fricción).

$$V_n = c \times A_{cv} + \mu (A_{vf} \times f_y \times P_c) \quad (5.42)$$

$$V_n = 0,52 \times 380 + 0,6 (0,894 \times 420 \times 4,63)$$

$$V_n = 425,57 \text{ N/mm}$$

$$V_n \text{ vs } k_1 \times f'c \times A_{cv}$$

$$425,57 \text{ vs } 0,2 \times 25 \times 380$$

$$425,57 < 1900 \text{ N/mm} \quad (\text{cumple})$$

$$V_n \text{ vs } k_2 \times A_{cv}$$

$$425,57 \text{ vs } 5,5 \times 380$$

$$425,57 < 2090 \text{ N/mm} \quad (\text{cumple})$$

$$V_n \text{ vs } V_{CT}$$

$$425,57 < 76,05 \text{ kN/mm} \quad (\text{cumple})$$

F. Sección mínima de anclaje del parapeto

El parapeto se ancla al tablero a través de una varilla que se introduce en la losa, una vez asumido el diámetro de la varilla y la separación requerida comprobamos que la cantidad de acero utilizada sea superior a la mínima requerida [51]:

$$A_{vf} = 1 \text{ } \varnothing 16 \text{ mm @ } 225 \text{ mm}$$

$$A_{vf} = 0,894 \text{ mm}^2/\text{mm} = 201,06 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_v \times s}{f_y} \quad (5.43)$$

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times 380 \times 225}{420}$$

$$A_{v_{\min}} = 71,25 \text{ mm}^2$$

$$A_{v_{\min}} < A_{vf}$$

$$71,25 < 201,06 \quad (\text{cumple})$$

G. Longitud de desarrollo de la varilla (l_{dh})

Representa la longitud que se requiere embeber a una varilla de acero dentro del hormigón, para lograr un anclaje resistente entre las protecciones laterales y el tablero del puente [52]:

$$f'_c (\text{tablero}) = 50 \text{ MPa},$$

$$\varnothing (\text{varilla}) = 16 \text{ mm},$$

$$f_1 = 0,7 \text{ (factor de modificación para gancho de } 90^\circ, \text{ garantiza recubrimiento adecuado),}$$

$$f_2 = 1,2 \text{ (para el caso de armadura recubierta con resina epóxica),}$$

L_{hb} : longitud básica de desarrollo de la varilla

$$L_{hb} = \frac{100 \times d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (5.44)$$

$$L_{hb} = \frac{100 \times 16}{\sqrt{50}}$$

$$L_{hb} = 226,27 \text{ mm}$$

$$L_{hb} \text{ vs } 8 d_b$$

$$226,27 \text{ vs } 8 \times 16$$

$$226,27 > 128 \text{ mm} \quad (\text{cumple})$$

$$L_{hb} \text{ vs } 150 \text{ mm}$$

$$226,27 > 150 \text{ mm} \quad (\text{cumple})$$

L_{dh} : longitud de desarrollo vertical

$$L_{dh} = L_{hb} \times f_1 \times f_2 \quad (5.45)$$

$$L_{dh} = 226,27 \times 0,7 \times 1,2$$

$$L_{dh} = 190,07 \text{ mm}$$

H. Verificación del espacio disponible

La longitud de desarrollo de la varilla de anclaje L_{dh} debe ser menor que el espacio disponible (t-r) de la losa del tablero:

r (recubrimiento)= 50 mm,

t = 465 mm (espesor de la losa del tablero),

t-r = 465 mm- 50 mm

t-r = 415 mm

t-r vs L_{dh}

415 mm > 190,07 mm (cumple el suficiente espacio)

Diseño de los tirantes

Los tirantes fueron modelados como elementos tipo CABLE (ver Anexo 8, numeral A8.3), dispuestos en la geometría y propiedades determinada por el prediseño, utilizando los estados límite determinados en el numeral 5.2.2, los resultados de las fuerzas axiales soportadas por los cables se detallan en el Anexo 7, y las mayores solicitaciones se presentan en el estado límite de Resistencia I.

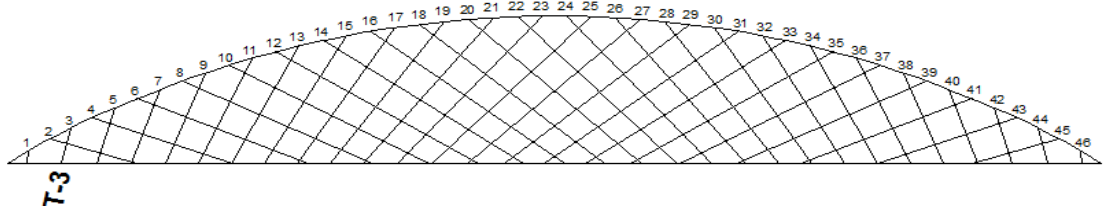
TIRANTES ARCO IZQUIERDO			
TIRANTE	LONGITUD	ESTADO LIMITE	P
	m		kN
T44	0,000	RESISTENCIA I	411,52
T44	1,534	RESISTENCIA I	411,38
T44	3,069	RESISTENCIA I	411,24

Máxima fuerza axial tirantes arco izquierdo

TIRANTES ARCO DERECHO			
TIRANTE	LONGITUD	ESTADO LIMITE	P
	m		kN
T-3	0,000	RESISTENCIA I	479,81
T-3	1,534	RESISTENCIA I	479,67
T-3	3,069	RESISTENCIA I	479,53

Máxima fuerza axial tirantes arco derecho

La máxima solicitación se produce en el tirante T-3 [Figura 5.45] del arco derecho con una fuerza axial $T= 479,81$ kN, diseñamos los tirantes para resistir esta fuerza axial.



Tirante de máxima solicitación T-3

$$\text{Área/ cable} = 140 \text{ mm}^2,$$

$$f_y = 1860 \text{ N/mm}^2$$

$$A = \frac{T}{f_y} = \frac{479810}{1860} \quad (5.46)$$

$$A = 257,96 \text{ mm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ de cables/tirante} = \frac{A}{A/\text{cable}} \quad (5.47)$$

$$\text{N}^\circ \text{ de cables/tirante} = \frac{257,96}{140}$$

$$\text{N}^\circ \text{ de cables/tirante} = 1,84$$

De acuerdo al diseño por carga axial debo utilizar dos cables, pero también debemos considerar la deflexión máxima (Δ máx.) que se acepta en puentes sometidos a carga vehicular y peatonal según las especificaciones de diseño AASTHO.

$$\Delta \text{ máx} = \frac{Luz}{1000} \quad (5.48)$$

$$\Delta \text{ máx} = \frac{83600 \text{ mm}}{1000}$$

$$\Delta \text{ máx} = 83,60 \text{ mm}$$

Al analizar la deflexión por carga viva utilizamos dos cables en cada tirante con todos los carriles de diseño cargados por carga vehicular, bajo estas condiciones tenemos una deflexión de 56,54 mm que está dentro de

los límites permisibles, pero a fin de evitar concentraciones grandes de acero en el tablero del puente y reducir los esfuerzos en el mismo se utilizan los siete cables por cada tirante establecidos en el prediseño de esta manera se produce una deflexión de 42,94 mm, dichos cables deben cumplir estas características:

Cumplen con la norma ASTM A416,

Número de alambres del cable = 7,

Grado 180,

$f_y = 1860$ MPa,

Cable N°15,

Diámetro del cable = 15,24 mm,

Área del cable = 140 mm^2 .

Diseño del arco

El diseño de los arcos considera los esfuerzos de compresión, de flexión, de corte y de torsión, el procedimiento y limitaciones de diseño se detallan a continuación [65]:

Diseño a compresión

Las secciones transversales de los arcos deben cumplir las dimensiones necesarias para soportar el máximo valor que puede tener el esfuerzo de trabajo por compresión (σ'_c) [lbs/pulg²], del elemento.

$$\sigma_c \leq \sigma'_c \quad (5.49)$$

$$\sigma_c = \frac{P_u}{A} \quad (5.50)$$

$$\sigma'_c = \frac{\sigma_c}{FS}$$

$$FS = \frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{\frac{KL}{r}}{Cc} \right) - \frac{1}{8} \left(\frac{\frac{KL}{r}}{Cc} \right)^3 \quad (5.51)$$

Donde:

Pu: Carga axial última [lbs],

A: área de la sección transversal del arco [pulg²],

σ_c : Esfuerzo de compresión soportado por el arco [lbs/pulg²],

FS: factor de seguridad para elementos de acero sometidos a compresión,

K: Constante del tipo de apoyo del elemento,

L: longitud del elemento [pulg],

r: radio de giro de la sección transversal del arco [pulg],

Cc: Esbeltez límite en entre la zona elástica y la zona plástica.

Límite de esbeltez para la zona elástica $Cc < e < 200$

$$\sigma'_c = \frac{12 \pi^2 E}{23 e^2} \quad (5.52)$$

$$e = \frac{KL}{r} \quad (5.53)$$

Donde:

Cc: Esbeltez límite en entre la zona elástica y la zona plástica,

e: esbeltez del elemento,

E: módulo de rigidez del acero [lbs/pulg²],

K: Constante del tipo de apoyo del elemento,

L: longitud del elemento [pulg],

r: radio de giro de la sección transversal del arco [pulg].

Límite de esbeltez para la zona plástica $0 < e \leq Cc$

$$\sigma'_c = \frac{\left[1 - \frac{\left(\frac{KL}{r}\right)^2}{2 Cc^2} \right]}{\frac{5}{3} + \frac{3}{8} \left(\frac{KL}{Cc}\right) - \frac{1}{8} \left(\frac{KL}{Cc}\right)^3} \quad (5.54)$$

Donde:

K: Constante del tipo de apoyo del elemento,
L: longitud del elemento [pulg],
r: radio de giro de la sección transversal del arco [pulg],
Cc: Esbeltez límite entre la zona elástica y la zona plástica.

Diseño a flexión

El esfuerzo a flexión para elementos de acero en [lbs/pulg²], está dado por:

$$\sigma_f = \frac{M_u}{S} \quad (5.55)$$

Donde:

Mu: momento último a flexión en el arco [lbs-pulg],

S: módulo de la sección transversal del arco de acero [pulg³].

La condición de diseño es:

$$\sigma_f \leq \sigma'_f \quad (5.56)$$

Donde:

σ'_f : Esfuerzo de trabajo por flexión [lbs/pulg²]

La sección transversal debe cumplir las siguientes limitaciones de acuerdo al caso de análisis:

Caso I: viga compacta y lateralmente apoyada

Requerimientos para ser viga compacta:

1. Unión continua ala-alma
2. Esbeltez local del ala (sin rigidizadores)

$$\frac{bf}{2tf} \leq \frac{65}{\sqrt{f_y}} \quad (5.57)$$

Donde:

bf: ancho de las alas de la viga [pulg],

tf: espesor de las alas de la viga [pulg],

fy: límite de fluencia del acero en [Klb/pulg²]

3. Esbeltez local en el alma

$$\begin{aligned} \text{Si } \frac{\sigma_c}{f_y} &\leq 0,16 \\ \frac{d}{tw} &\leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} \left(1 - 3,74 \frac{\sigma_c}{f_y}\right) \end{aligned} \quad (5.58)$$

$$\text{Si } \frac{\sigma_c}{f_y} > 0,16$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{257}{\sqrt{f_y}} \quad (5.59)$$

$$\text{Si } \sigma_c = 0$$

$$\frac{d}{tw} \leq \frac{640}{\sqrt{f_y}} \quad (5.60)$$

Donde:

σ_c : Esfuerzo de compresión [lbs/pulg²],

d: altura de la sección transversal de la viga [pulg],

tw : espesor del alma de la viga [pulg],

fy: límite de fluencia del acero en [Klb/pulg²]

Requerimientos para ser viga lateralmente apoyada:

$$\frac{l}{bf} \leq \frac{76}{\sqrt{f_y}} \quad y \quad (5.61)$$

$$l \leq \frac{20000 A_f}{d f_y} \quad (5.62)$$

Donde:

bf: ancho de la sección transversal de la viga [pulg],
 Af: área del alma comprimida [pulg²],
 d: altura de la sección transversal de la viga [pulg],
 l: distancia entre apoyos laterales [pulg],
 fy: límite de fluencia del acero en [Klb/pulg²]

Si cumple con estas condiciones:

$$\sigma'_f = 0,66 f_y \quad (5.63)$$

Caso II: viga semicompacta y lateralmente apoyada

Cuando no se cumple el segundo requerimiento de viga compacta entonces:

$$\frac{65}{\sqrt{f_y}} < \frac{bf}{2tf} \leq \frac{95}{\sqrt{f_y}} \quad (5.64)$$

$$\sigma'_f = \left[0,79 - 0,002 \left(\frac{bf}{2tf} \right) \sqrt{f_y} \right] f_y \quad (5.65)$$

Donde:

bf: ancho de la sección transversal de la viga [pulg],
 tf: espesor de las alas de la sección transversal de la viga [pulg],
 fy: límite de fluencia del acero en [Klb/pulg²],
 σ'_f : Esfuerzo de trabajo por flexión [lbs/pulg²].

Caso III: viga solo lateralmente apoyada

$$\sigma'_f = 0,60 F_y \quad (5.66)$$

Donde:

fy: límite de fluencia del acero en [lbs/pulg²],
 σ'_f : Esfuerzo de trabajo por flexión [lbs/pulg²].

Diseño al Corte

El esfuerzo de corte en la sección transversal del arco está dado por:

$$\sigma_v = \frac{V_u A y}{I b} \quad (5.67)$$

La condición de diseño será:

$$\sigma_v \leq \sigma'_v$$

Donde:

V_u : cortante último en el arco [lbs],

A : área de la parte de la sección que se extiende sobre la fibra de la cual se calcula el esfuerzo de corte [pulg²],

y : distancia desde el eje neutro y el centroide de A [pulg],

I : momento de inercia [pulg⁴],

b : ancho de la sección transversal del arco donde se calcula el esfuerzo de corte [pulg],

σ'_v : El esfuerzo admisible de corte [lbs/pulg²],

El esfuerzo admisible por corte está dado por:

$$\sigma'_v = 0,40 f_y \quad (5.68)$$

Diseño por torsión

La esbeltez local por torsión (e_t) debe cumplir los siguientes requerimientos:

$$e_t = \frac{l}{r_t} \quad (5.69)$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A}} \quad (5.70)$$

Donde:

l : longitud del arco [pul],

r_t : radio de giro de la sección transversal del arco por torsión [pulg],

I_t : inercia de la sección transversal del arco a torsión [pulg⁴],

A : área de la sección transversal del elemento

$$(e_t)_{\text{limite1}} = \sqrt{\frac{102000}{f_y}} \quad (5.71)$$

Donde:

e_t : Esbeltez límite por torsión,

f_y : límite de fluencia del acero en [Klb/pulg²]

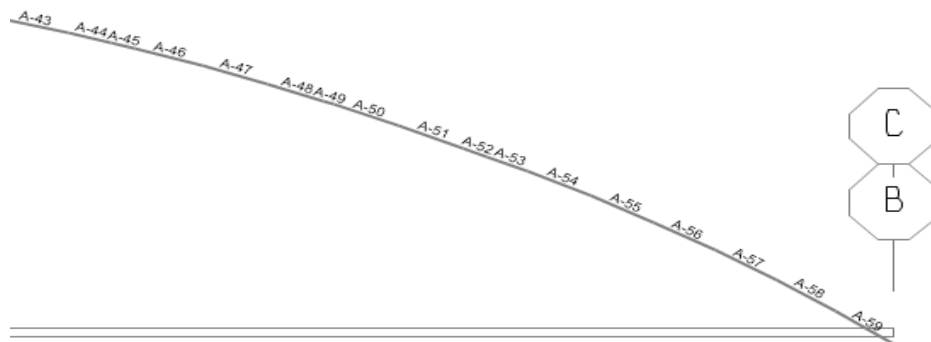
$$(e_t)_{\text{limite2}} = \sqrt{\frac{510000}{f_y}} \quad (5.72)$$

Donde:

e_t : esbeltez límite por torsión,

f_y : límite de fluencia del acero en [Klb/pulg²]

El arco es modelado como un elemento tipo FRAME, (ver Anexo 8, numeral A8.2), la sección transversal utilizada está representada en la figura 5.9 y corresponde a una viga tipo I cuyo espesor de alas y del alma es de 50 mm, las alas tienen un ancho total de 500 mm y el peralte de la viga es de 600 mm, el arco es de acero de un $f_y = 344,86$ Mpa, las cargas aplicadas directamente sobre el arco son las cargas horizontales de viento aunque también resiste las demás cargas transmitidas por el resto de elementos estructurales, después del análisis se determina que el elemento del arco más solicitado se encuentra en los arranques del arco específicamente en el arco izquierdo al final del puente (elemento A-59) en el diseño por el estado límite de Resistencia I el esquema de resultados de diseño se encuentra en el anexo 7.

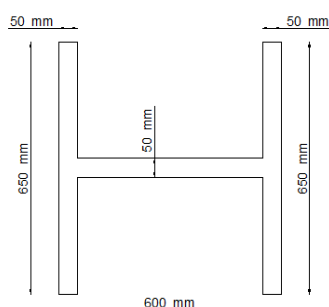


Elemento A-59 en el extremo derecho del arco derecho

TRAMO	SECCION	ESTADO	RATIO	ESTADO LIMITE	LOCALIZACION	ERRORES	ALERTAS
					mm		
A59	ARCO	sin mensajes	0,66	RESISTENCIA I	0	sin mensajes	sin mensajes
A59	ARCO	sin mensajes	0,83	RESISTENCIA I	942,16	sin mensajes	sin mensajes
A59	ARCO	sin mensajes	0,92	RESISTENCIA I	1465,08	sin mensajes	sin mensajes
A59	ARCO	sin mensajes	0,12	RESISTENCIA I	1465,08	sin mensajes	sin mensajes
A59	ARCO	sin mensajes	0,13	RESISTENCIA I	1884,32	sin mensajes	sin mensajes

Elemento del arco más solicitado



El momento máximo soportado por esta sección es de 1858,93 kN.m, la sección transversal del arco que cumple con las sollicitaciones de diseño es un acero A572 G50 $f_y = 344,86$ MPa y la geometría se encuentra detallada en la figura 5.47.



Sección transversal final del perfil del arco [mm]

Diseño de los arriostramientos

Tanto los travesaños como las diagonales son elementos modelados como FRAME, (ver Anexo 8, numeral A8.2), en el caso de los travesaños se utiliza una sección transversal tubular de acero de $f_y = 228 \text{ Mpa}$ con 145 mm de diámetro exterior y 6mm de espesor, una vez realizado el análisis se determina que el estado límite de resistencia I es el más solicitante, el procedimiento de diseño es similar al explicado en el arco con la esbeltez límite correspondiente de la geometría de los elementos.

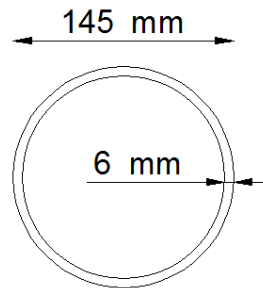
Section Type	Description of Element	Example	Width-Thickness Ratio, (λ)	Limiting Width-Thickness Ratios for Compression Element		
				Compact (λ_c)	NonCompact (λ_r)	Slender (λ_s)
Pipe	Flexural compression		D/t	$2\sqrt{E/F_y}$	$8.8\sqrt{E/F_y}$	$8.8\sqrt{E/F_y}$
	Axial only compression		D/t	$0.07 E/F_y$	$0.11 E/F_y$	$0.45 E/F_y$

Límites de esbeltez en elementos tubulares [52]

TRAVESAÑO	SECCION	ESTADO	DEMANDA/ CAPACIDAD	ESTADO LIMITE	LONGITUD	ERROR	ERROR
					mm		
Tvs1	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,18	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs2	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,23	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs3	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs4	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs11	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,23	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs10	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs5	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs6	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs7	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs8	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs9	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes
Tvs12	TRAVESAÑO	Sin mensajes	0,18	RESISTENCIA I	5130	Sin mensajes	Sin mensajes

Resumen de diseño de los travesaños

Los resultados de diseño presentados en la tabla 5.13 permiten identificar el valor de la demanda de resistencia requerida con relación a la capacidad resistente de cada uno de los elementos y ya que esta relación no sobrepasa el valor de 1 podemos concluir que la sección transversal de los travesaños que cumple con las solicitaciones de diseño se encuentra representada en la figura 5.49.



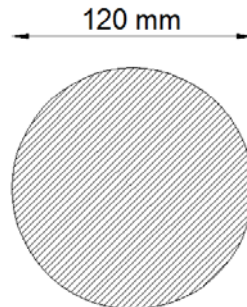
Sección transversal final de los travesaños

El resumen de solicitaciones y la disposición en elevación de los travesaños se encuentra detallado en el anexo 7.

En el caso de las diagonales se utilizan elementos de sección transversal tipo disco macizo de un diámetro exterior de 115 mm y un $f_y = 205$ Mpa, una vez realizado el análisis y diseño se determina que la sección inicial de diseño fue insuficiente y se modificó el diámetro de la sección transversal a un valor de 120 mm, después del análisis y diseño se determina que la principal condicionante en las diagonales también fue el límite de esbeltez, el resumen de diseño se presenta en la tabla 5.14, el valor de la demanda de resistencia requerida con relación a la capacidad resistente de elemento indica que ninguno de los elementos está sobre esforzado al tener valores menores a la unidad.

DIAGONAL	SECCION	ESTADO	DEMANDA/ CAPACIDAD	ESTADO LIMITE	ERRORES	ADVERTENCIAS
D1	DIAGONALES	Sin mensajes	0,26	RESISTENCIA I	Sin mensajes	Sin mensajes
D2	DIAGONALES	Sin mensajes	0,24	RESISTENCIA I	Sin mensajes	Sin mensajes
D3	DIAGONALES	Sin mensajes	0,22	RESISTENCIA I	Sin mensajes	Sin mensajes
D4	DIAGONALES	Sin mensajes	0,22	RESISTENCIA I	Sin mensajes	Sin mensajes
D5	DIAGONALES	Sin mensajes	0,28	RESISTENCIA I	Sin mensajes	Sin mensajes

La sección transversal de las diagonales que cumple con las sollicitaciones de diseño se encuentra representada en la figura 5.50.



Sección transversal final de las diagonales

El detalle de sollicitaciones y la disposición en elevación de las diagonales se encuentran en el anexo 7.

Diseño del tablero

El tablero se modela como un elemento tipo SHELL, (ver Anexo 8, numeral A8.4), que se establece de manera predeterminada por el paquete computacional y tiene las dimensiones establecidas en el prediseño.

Datos:

Ancho de franja de diseño = 1 mm

Resistencia a la compresión del hormigón (f'_c)= 50 MPa

Momento último determinado por el paquete computacional (M_u)

Recubrimiento superior (r_s)= 50 mm,

Recubrimiento inferior (r_i)= 25 mm,

Diámetro de varilla (\varnothing_v),

Espesor del tablero (t = 465 mm),

Espesor de la capa sacrificial de hormigón (h_s),

Procedimiento de diseño:

Distancia desde el centro de gravedad del refuerzo hasta la fibra de hormigón más comprimida (d_{pos} , d_{neg}):

$$d_{pos} = t - h_s - r_i - \frac{\phi_v}{2} \quad (5.73)$$

$$d_{neg} = t - r_s - \frac{\phi_v}{2} \quad (5.74)$$

Determinación de la demanda de acero (A_s):

$$A_s = \frac{M_u}{300 \times d} \quad (5.75)$$

Determinación de la demanda de acero mínima (A_{smin}) y espaciamiento máximo ($s_{máx}$):

$$A_{smin} = 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d \quad (5.76)$$

$$s_{máx} \leq 1,5 \times t \text{ y } 450 \text{ mm} \quad (5.77)$$

Condición de ductilidad considerando la distancia vertical del área de hormigón comprimida (a):

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} \quad (5.78)$$

$$a \leq 0,42 \times \beta_1 \times d \quad (5.79)$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{\Delta f'_c}{7} \quad (5.80)$$

$\Delta f'_c$: Resistencia a la compresión simple del hormigón sobre los 28 MPa

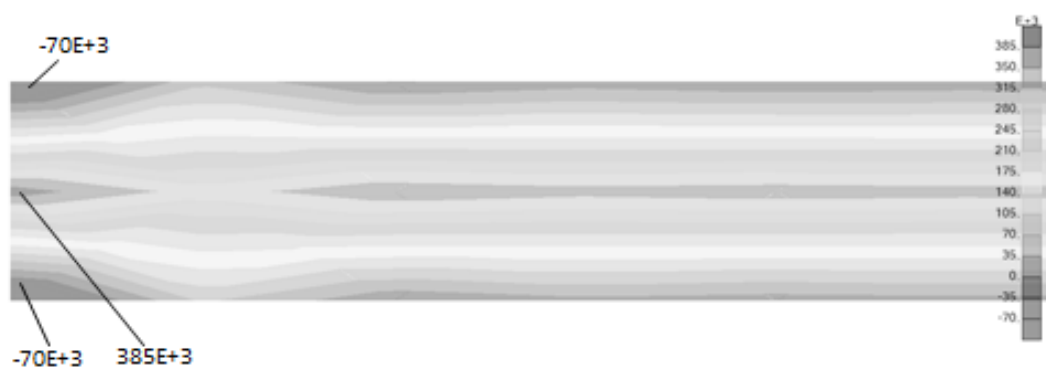
Determinación del momento resistente (ϕM_n):

$$\phi M_n = (\phi = 0,9) \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad (5.81)$$

Condición de diseño:

$$\phi M_n \geq M_u \quad (5.82)$$

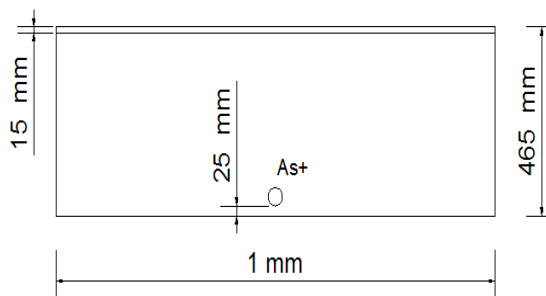
Es así como se obtuvieron las máximas solicitaciones en el estado límite de Resistencia I:



Momentos transversales M22 [N.mm]

Mu (+)= 385000 N.mm/mm

Cálculo de la distancia desde el centro de gravedad del refuerzo hasta la fibra de hormigón más comprimida



Esquema de la sección transversal sometida a momento positivo

$$d_{\text{pos}} = t - h_s - r_i - \frac{\phi_v}{2}$$

$$d_{\text{pos}} = 465 - 15 - 25 - \frac{20}{2}$$

$$d_{\text{pos}} = 415 \text{ mm}$$

Determinación de la demanda de acero (As)

$$A_s = \frac{M_u}{300 \times d}$$

$$A_s = \frac{385000}{300 \times 415}$$

$$A_s = 3,09 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Requerido)}$$

Determinación de la demanda de acero mínima ($A_{s_{\min}}$) y espaciamiento máximo (s_{\max})

$$A_{s_{\min}} = 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 0,03 \times \frac{50}{420} \times 1 \times 415$$

$$A_{s_{\min}} = 1,48 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s^+ > A_{s_{\min}}$$

$$A_s^+ = 1 \text{ } \emptyset 20 @ 100 \text{ mm} = (3,14 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

$$s_{\max} \leq 1,5 \times t \text{ y } 450 \text{ mm}$$

$$s_{\max} \leq 1,5 \times 465$$

$$s_{\max} \leq 697,50 \text{ mm}$$

$$s_{\max} \leq 450 \text{ mm}$$

Comprobación de la ductilidad considerando la distancia vertical del área de hormigón comprimida (a)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{3,14 \times 420}{0,85 \times 50 \times 1}$$

$$a = 31,03 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \frac{(50-28)}{7}$$

$$\beta_1 = 0,69$$

$$a \leq 0,42 \times \beta_1 \times d$$

$$a \leq 0,42 \times 0,69 \times 415$$

$$a \leq 120 \text{ mm}$$

Determinación del momento resistente (ϕM_n):

$$\phi M_n = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 3,14 \times 420 \times \left(415 - \frac{31,03}{2}\right)$$

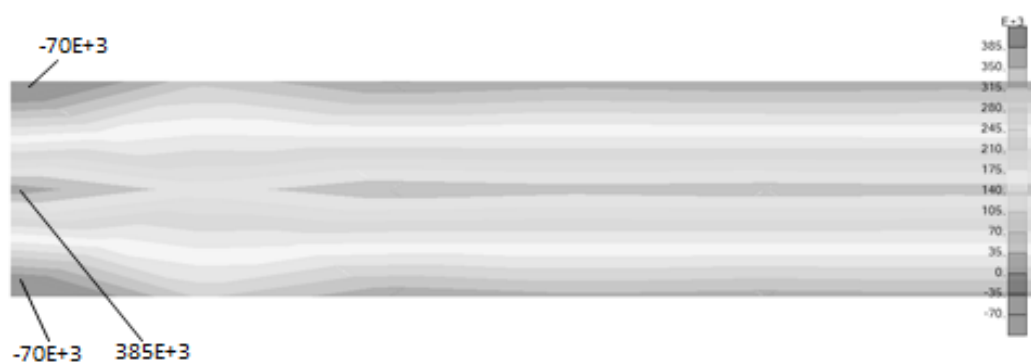
$$\phi M_n = 474156,74 \text{ N. mm}$$

Condición de diseño

$$\phi M_n > M_u$$

$$474156,74 > 385000$$

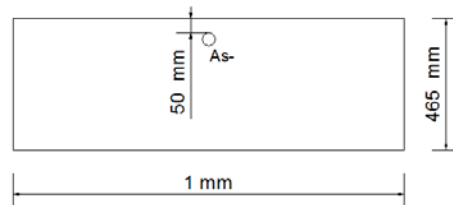
Se acepta la disposición de acero $A_s^+ = 1 \text{ } \phi 20 @ 100 \text{ mm}$ ubicado en la parte inferior del tablero en sentido transversal.



Momentos transversales M22 [N.mm]

$$M_u (-) = -70000 \text{ N.mm/mm}$$

Cálculo de la distancia desde el centro de gravedad del refuerzo hasta la fibra de hormigón más comprimida



Esquema de la sección transversal sometida a momento negativo

$$d_{\text{neg}} = t - r_s - \frac{\phi_v}{2}$$

$$d_{\text{neg}} = 465 - 50 - \frac{20}{2}$$

$$d_{\text{neg}} = 405 \text{ mm}$$

Determinación de la demanda de acero (A_s)

$$A_s = \frac{M_u}{300 \times d}$$

$$A_s = \frac{70000}{300 \times 405}$$

$$A_s = 0,58 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{Requerido})$$

Determinación de la demanda de acero mínima ($A_{s_{\text{mín}}}$) y espaciamiento máximo ($s_{\text{máx}}$)

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,03 \times \frac{50}{420} \times 1 \times 405$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 1,44 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s^- < A_{s_{\text{mín}}}$$

$$A_s^- = 1 \text{ } \varnothing 20 @ 200 \text{ mm} = (1,57 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

$$s_{\text{máx}} \leq 450 \text{ mm}$$

Comprobación de la ductilidad considerando la distancia vertical del área de hormigón comprimida (a)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{1,57 \times 420}{0,85 \times 50 \times 1}$$

$$a = 15,52 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,69$$

$$a \leq 0,42 \times \beta_1 \times d$$

$$a \leq 0,42 \times 0,69 \times 405$$

$$a \leq 117,37 \text{ mm} \quad (\text{cumple})$$

Determinación del momento resistente (ϕM_n):

$$\phi M_n = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1,57 \times 420 \times \left(415 - \frac{15,52}{2}\right)$$

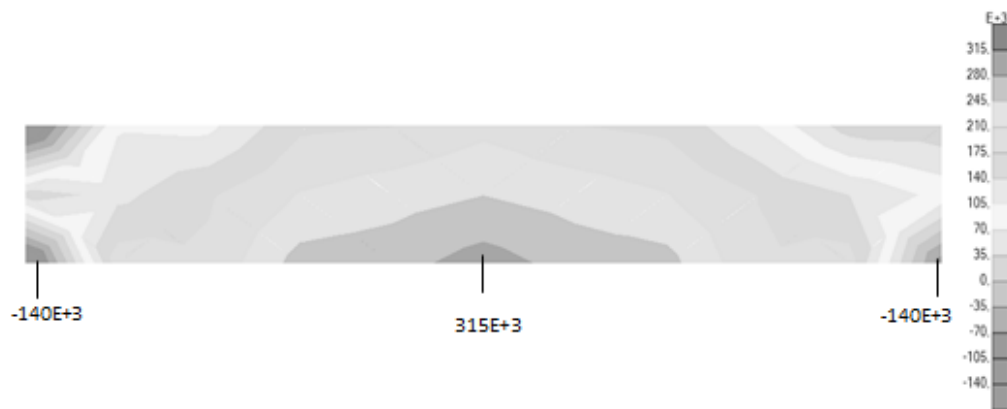
$$\phi M_n = 241680,65 \text{ N.m}$$

Condición de diseño

$$\phi M_n > M_u$$

$$241680,65 > 70000 \quad (\text{cumple})$$

Se acepta la disposición de acero $A_s^- = 1 \text{ } \varnothing 20 @ 200 \text{ mm}$ ubicado en la parte superior del tablero en sentido transversal.

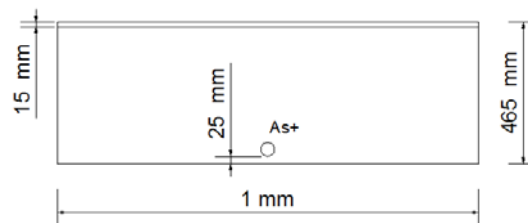


Momentos longitudinales M11 [N.mm]

Para el diseño de la armadura longitudinal inferior que sería el equivalente a la armadura de distribución se seguirá utilizando el criterio de franjas pero en sentido longitudinal.

$$M_u (+) = 315000 \text{ N.mm/mm}$$

Cálculo de la distancia desde el centro de gravedad del refuerzo hasta la fibra de hormigón más comprimida



Esquema de la sección transversal sometida a momento positivo

$$d_{\text{pos}} = t - h_s - r_i - \frac{\phi_v}{2}$$

$$d_{\text{pos}} = 465 - 15 - 25 - \frac{20}{2}$$

$$d_{\text{pos}} = 415 \text{ mm}$$

Determinación de la demanda de acero (As)

$$A_s = \frac{M_u}{300 \times d}$$

$$A_s = \frac{315000}{300 \times 415}$$

$$A_s = 2,53 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (Requerido)}$$

Determinación de la demanda de acero mínima ($A_{s_{\min}}$) y espaciamiento máximo (s_{\max})

$$A_{s_{\min}} = 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{s_{\min}} = 0,03 \times \frac{50}{420} \times 1 \times 415$$

$$A_{s_{\min}} = 1,48 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s^+ > A_{s_{\min}}$$

$$A_s^+ = 1 \text{ } \emptyset 18 @ 100 \text{ mm} = (2,54 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

$$s_{\max} \leq 450 \text{ mm}$$

Comprobación de la ductilidad considerando la distancia vertical del área de hormigón comprimida (a)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{2,54 \times 420}{0,85 \times 50 \times 1}$$

$$a = 25,10 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,69$$

$$a \leq 0,42 \times \beta_1 \times d$$

$$a \leq 0,42 \times 0,69 \times 415$$

$$a \leq 120 \text{ mm} \quad (\text{cumple})$$

Determinación del momento resistente (ϕM_n):

$$\phi M_n = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2,54 \times 420 \times \left(415 - \frac{25,10}{2}\right)$$

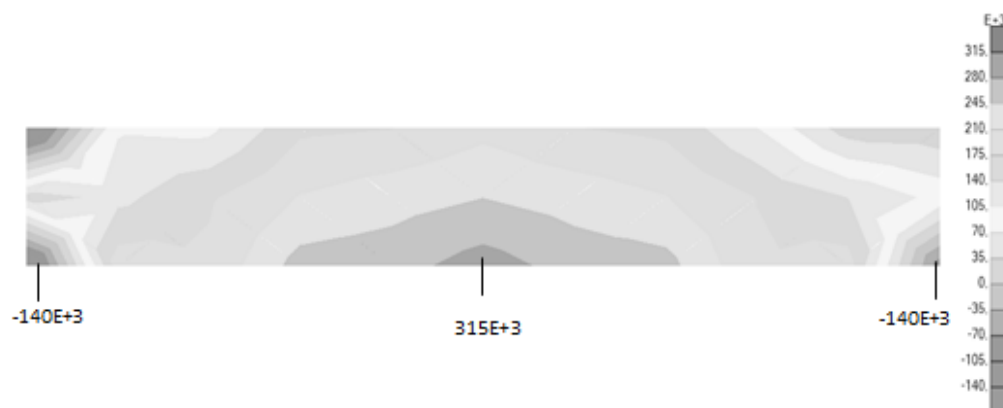
$$\phi M_n = 386400,29 \text{ N.mm}$$

Condición de diseño

$$\phi M_n > M_u$$

$$386400,29 > 315000 \text{ (cumple)}$$

Se acepta la disposición de acero $A_{sL}^+ = 1 \text{ } \phi 18 @ 100 \text{ mm}$ ubicado en la parte inferior del tablero en sentido longitudinal.

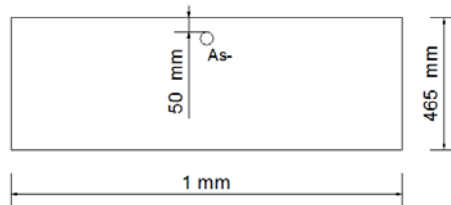


Momentos longitudinales M11 [N.mm]

Para el diseño de la armadura longitudinal superior que sería el equivalente a la armadura de temperatura se seguirá utilizando el criterio de franjas pero en sentido longitudinal.

$$M_u (-) = -140000 \text{ N.mm/mm}$$

Cálculo de la distancia desde el centro de gravedad del refuerzo hasta la fibra de hormigón más comprimida



Esquema de la sección transversal sometida a momento negativo

$$d_{\text{neg}} = t - r_s - \frac{\phi_v}{2}$$

$$d_{\text{neg}} = 465 - 50 - \frac{20}{2}$$

$$d_{\text{neg}} = 405 \text{ mm}$$

Determinación de la demanda de acero (A_s)

$$A_s = \frac{M_u}{300 \times d}$$

$$A_s = \frac{140000}{300 \times 405}$$

$$A_s = 1,15 \text{ mm}^2/\text{mm} \quad (\text{Requerido})$$

Determinación de la demanda de acero mínima ($A_{s_{\text{mín}}}$) y espaciamiento máximo ($s_{\text{máx}}$)

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,03 \times \frac{f'_c}{f_y} \times b \times d$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 0,03 \times \frac{50}{420} \times 1 \times 405$$

$$A_{s_{\text{mín}}} = 1,44 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

$$A_s^- < A_{s_{\text{mín}}}$$

$$A_s^- = 1 \text{ } \emptyset \text{ 20 @ 200 mm} = (1,57 \text{ mm}^2/\text{mm})$$

$$s_{\text{máx}} \leq 450 \text{ mm}$$

Comprobación de la ductilidad considerando la distancia vertical del área de hormigón comprimida (a)

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b}$$

$$a = \frac{1,57 \times 420}{0,85 \times 50 \times 1}$$

$$a = 15,52 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,69$$

$$a \leq 0,42 \times \beta_1 \times d$$

$$a \leq 0,42 \times 0,69 \times 405$$

$$a \leq 117,37 \text{ mm} \quad (\text{cumple})$$

Determinación del momento resistente (ϕM_n):

$$\phi M_n = 0,9 \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1,57 \times 420 \times \left(415 - \frac{15,52}{2}\right)$$

$$\phi M_n = 241680,65 \text{ N.m}$$

Condición de diseño

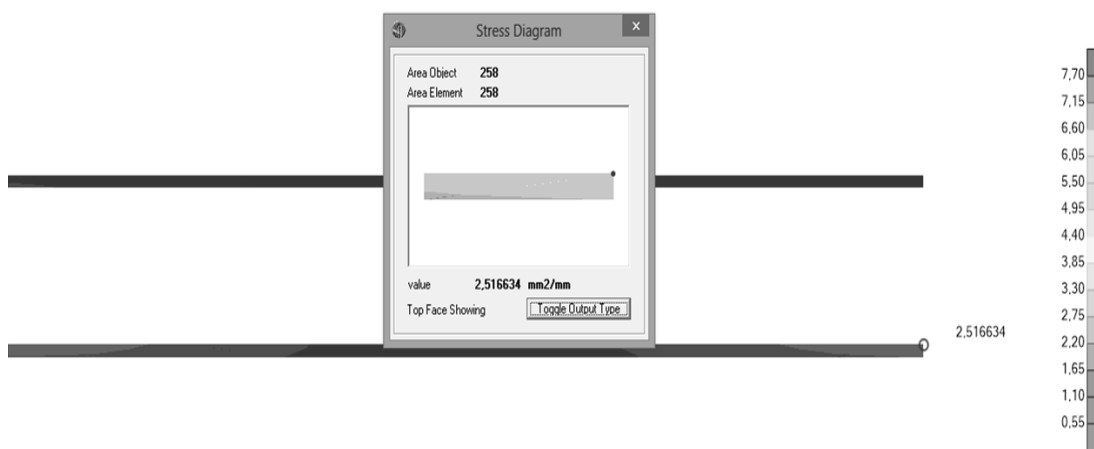
$$\phi M_n > M_u$$

$$241680,65 > 140000 \quad (\text{cumple})$$

Se acepta la disposición de acero $A_{sL} = 1 \text{ } \phi 20 @ 200 \text{ mm}$ ubicado en la parte superior del tablero en sentido longitudinal.

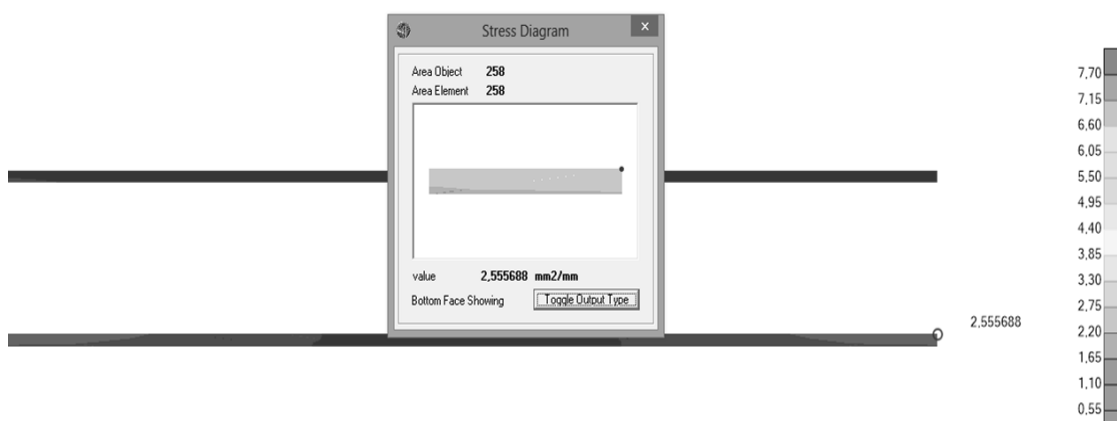
Diseño de las aceras

Las aceras se modelaron como elementos Shell, (ver Anexo 8, numeral A8.4), de las mismas características que el tablero pero de un espesor de 150 mm, el análisis y diseño se lo realiza utilizando el paquete computacional con el mismo criterio de diseño que se explicó para el tablero, teniendo las máximas solicitaciones en el estado límite de Resistencia I y las demandas de acero en mm^2/mm de las secciones representativas son las siguientes:



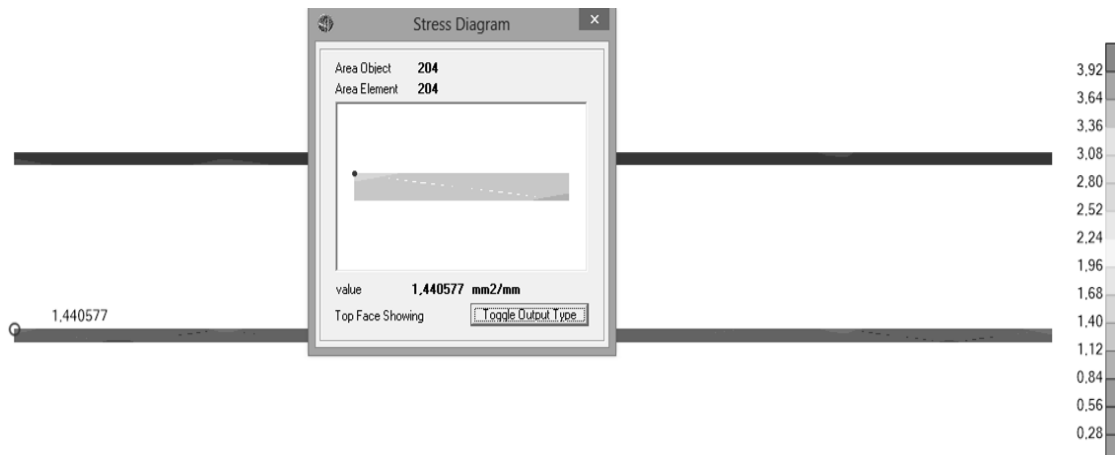
Demanda de acero longitudinal superior As_L^- [mm^2/mm]

Para el acero de refuerzo longitudinal superior se requiere una cantidad de acero $As_L^- = 2,52 \text{ mm}^2/\text{mm}$, que corresponde a: **1 $\varnothing 20$ @ 100 mm**



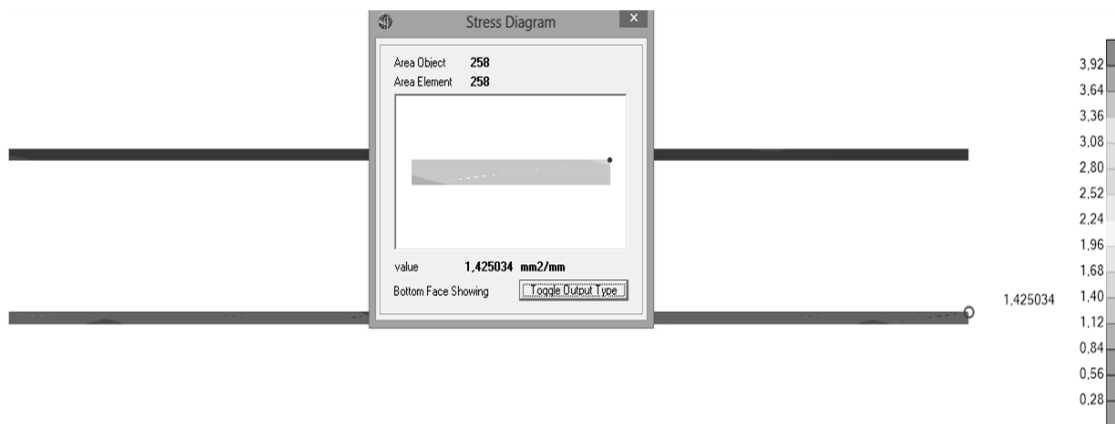
Demanda de acero longitudinal inferior As_L^+ [mm^2/mm]

Para el acero de refuerzo longitudinal inferior se requiere una cantidad de acero $A_{sL}^+ = 2,56 \text{ mm}^2/\text{mm}$, que corresponde a: **1 ø 20 @ 100 mm**



Demanda de acero transversal superior A_s^- [mm^2/mm]

Para el acero de refuerzo transversal superior se requiere una cantidad de acero $A_s^- = 1,44 \text{ mm}^2/\text{mm}$, que corresponde a: **1 ø 20 @ 200 mm**



Demanda de acero transversal inferior A_s^+ [mm^2/mm]

Para el acero de refuerzo transversal inferior se requiere una cantidad de acero $A_s^+ = 1,43 \text{ mm}^2/\text{mm}$, que corresponde a: **1 ø 20 @ 200 mm**

Diseño de las vigas de borde [61]

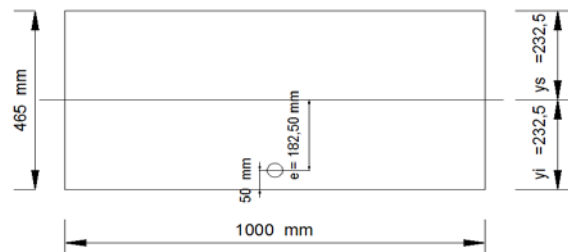
Las vigas de borde se diseñan con un presfuerzo longitudinal que esta aplicado a través de cables de alta resistencia de características similares a los utilizados en los tirantes.



Vigas de borde

DISEÑO EN LA SECCIÓN SOMETIDA A MOMENTO POSITIVO

La sección transversal de la viga de borde sometida a momento de flexión positivo, sección cuyas fibras inferiores se encuentran traccionadas y las fibras superiores comprimidas, se localiza en el centro de la luz de la viga de borde del lado derecho del puente, se realiza el diseño considerando la excentricidad en la colocación de los cables y las dimensiones representadas en la figura 5.60.



Sección transversal de la viga de borde del lado derecho sometida a momento positivo

En la figura 5.61 se representa el diagrama de momentos de la viga de borde del lado de derecho del puente para las solicitaciones del estado límite de resistencia I que nos permite saber el momento máximo positivo en la sección de análisis, este momento tiene un valor de 240835500 N.mm.

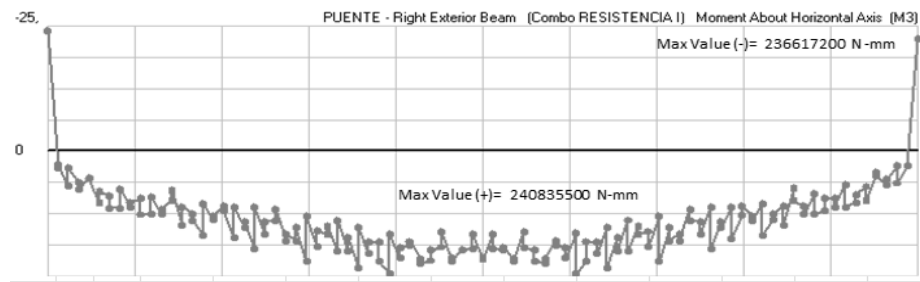
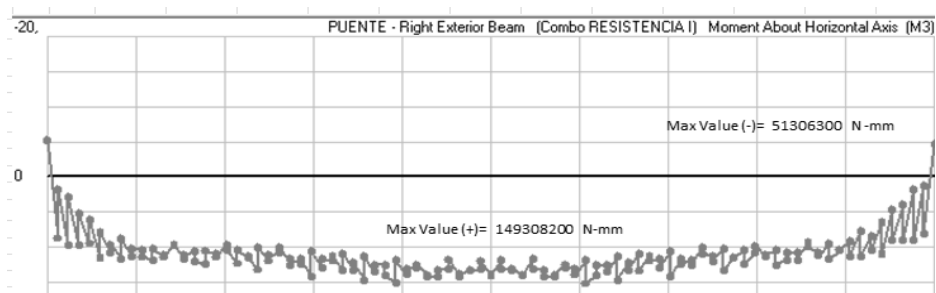


Diagrama de momentos de flexión en el estado Límite de resistencia 1 a lo largo de la viga de borde del lado derecho [N.mm]

En la figura 5.62 se representa el diagrama de momentos de la viga de borde del lado de derecho del puente para las solicitaciones ejercidas únicamente por el peso propio de la viga de borde que nos permite saber el momento máximo positivo en la sección de análisis bajo dicha solicitación, este momento tiene un valor de 149308200 N.mm



Momento debido al peso propio de la viga [N.mm]

Datos generales de la viga de borde (figura 6.64):

Luz del puente= 83600 mm

Ancho de la viga de borde (B)= 100 mm

Altura de la viga de borde (h)= 465 mm

Peso específico del hormigón (γ_h) = 0,000024 N/mm³

Resistencia del hormigón a la compresión (f_c)= 60 MPa

Propiedades de la viga de borde:

Área de la sección transversal:

$$A = 465000 \text{ mm}^2$$

Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra superior:

$$Y_s = 232,50 \text{ mm}$$

Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra inferior:

$$Y_i = 232,50 \text{ mm}$$

Excentricidad de los cables respecto al eje longitudinal de la sección:

$$e = 182,50 \text{ mm}$$

Inercia centroidal de la sección:

$$I_G = 8378718750 \text{ mm}^4$$

Momento estático de la sección en fibras superiores:

$$S_s = (I_G/Y_s) = 36037500 \text{ mm}^3$$

Momento estático de la sección en fibras inferiores:

$$S_i = (I_G/Y_i) = 36037500 \text{ mm}^3$$

Constantes de cálculo para el presfuerzo:

$$K_s = (I_G/(A \cdot Y_s)) = 77,50 \text{ mm}$$

$$K_i = (I_G/(A \cdot Y_i)) = 77,50 \text{ mm}$$

$$(1 - e/K_s)/A = -0,00000291 \text{ mm}^{-2}$$

$$(1 + e/K_i)/A = 0,00000721 \text{ mm}^{-2}$$

Determinación de esfuerzos

Determinamos cada uno de los esfuerzos a los que está sometida la sección de análisis tanto en fibras superiores (fcs) como en fibras inferiores (fci), se obtienen resultados para una etapa inicial en la cual actúan únicamente las solicitaciones provenientes del peso propio de la viga de borde (M_{vi}) y el presfuerzo producido por la carga inicial (P_i), en una etapa final se obtienen los resultados de los esfuerzos a los que está sometida la sección transversal de la viga de borde al considerar las solicitaciones provenientes de las solicitaciones del estado límite de resistencia I ($M-R1$) y la carga de presfuerzo final (P_f) que representa un 80% de la carga de presfuerzo inicial (P_i) considerando las pérdidas por retracción y flujo plástico.

CONDICION			VIGA SOLA	
Momento estático S_s, S_i (mm ³)			36037500	36037500
ESFUERZOS (MPa)			fcs	fci
$M_{vi}=$	149308200	N.mm	4,14	-4,14
$M-R1=$	240835500	N.m	6,68	-6,68
Por $P_f=$	1231534,64	N	-3,59	8,89
Por $P_i=$	1539418,30	N	-4,49	11,11
$M(RI)+P_f=$			3,09	-1,94
$M_{vi}+P_i=$			-0,34	6,96

Esfuerzos existentes en la sección sometida a momento positivo en la viga de borde

Fuerzas aplicadas a los tendones

Las fuerzas que se presentan a continuación son las fuerzas aplicadas en los cables en cada etapa de diseño:

$P_f= 1231534,64$ N fuerza final en los cables,

$P_i= 1539418,30$ N fuerza inicial considerando 20% de pérdidas por retracción y flujo plástico,

$P_{io}= 1749338,98$ N fuerza que debe ser aplicada a los cables considerando 12% de pérdidas por fricción.

Esfuerzos admisibles

Cada etapa de análisis tiene esfuerzos límites que condicionan la magnitud de la fuerza que puede ser aplicada en los tirantes y nos llevan a realizar iteraciones que nos ayuden a encontrar una fuerza de presfuerzo adecuada para las vigas de borde en la sección ubicada en el centro de la luz.

f'_c en Kg/cm^2

ETAPA INICIAL

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -0,34 \text{ Mpa} < \begin{aligned} 2 \cdot (f'_c)^{0,5} &= -4,85 \text{ Mpa} \\ 0,8 \cdot (f'_c)^{0,5} &= -1,94 \text{ Mpa} \end{aligned} \\ f_{ci} &= 6,96 \text{ Mpa} < 0,55 \cdot f'_c = 33,00 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

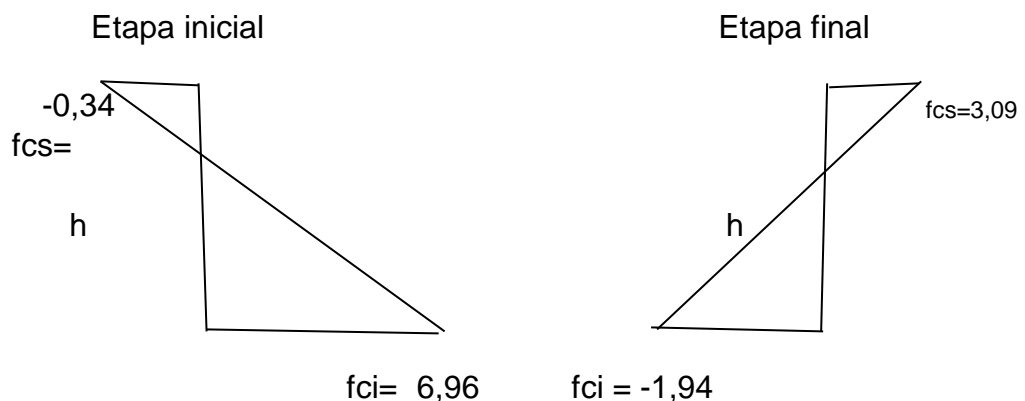
ETAPA FINAL

$$\begin{aligned} f_{cs} &= 3,09 \text{ Mpa} < 0,4 \cdot f'_c = 24,00 \text{ Mpa} \\ f_{ci} &= -1,94 \text{ Mpa} < 0,8 \cdot (f'_c)^{0,5} = -1,94 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Esfuerzo adicional por tracción

Una vez determinados los esfuerzos a los que se encuentra sometida la sección transversal de la viga de borde se observa que existen zonas donde se producen esfuerzos de tracción (valores negativos) que deben ser cubiertos con varillas de acero en cada etapa de diseño.

$$\begin{aligned} f_y &= 412,02 \text{ Mpa} \\ h &= 465 \text{ mm} \\ b &= 1000 \text{ mm} \end{aligned}$$



$X_o =$	$\frac{h}{a+b}$	f_{ci}	$y_1 =$	$\frac{h}{a+b}$	f_{ci}
$X_o =$	443,22	mm	$y_1 =$	179,23	mm
$X_1 =$	$h - X_o$		$T =$	$0,5 \cdot f_{ci} \cdot y_1 \cdot b$	
$X_1 =$	21,779	mm	$T =$	173930,31	N
$T =$	$0,5 \cdot f_{cs} \cdot X_1 \cdot b$		$A_s =$	T / f_y	
$T =$	3725,99	N	$A_s =$	422,14	mm ²
$A_s =$	T / f_y				
$A_s =$	9,04	mm ²			
2	ϕ	8 mm	2	ϕ	18 mm
	superior			inferior	

Cables requeridos para el presfuerzo

La fuerza de presfuerzo que requiere la viga de borde (P_{io}) necesita ser soportada por cables los cuales serán de alta resistencia y tendrán un esfuerzo de trabajo f'_s , estos cables tendrán un área (A_ϕ)= 140 mm², a partir de estos datos determinamos el número de cables necesarios.

$$P_{io} = 174933898 \text{ N}$$

$$f'_s = 1859,976 \text{ MPa}$$

$$f^*_{si} = 0,7 \cdot f'_s = 1302,98 \text{ MPa}$$

$$A^*_s = P_{io} / f^*_{si} = 1343,60 \text{ mm}^2$$

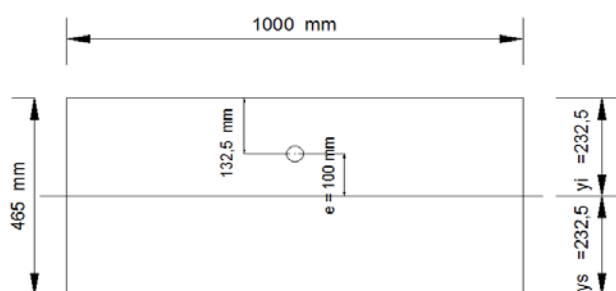
$$A_\phi = 140 \text{ mm}^2$$

$$\# \text{ Cables} = 9,60 \text{ cables requeridos}$$

$$\# \text{ Cables} = 10 \text{ cables colocados}$$

DISEÑO EN LA SECCIÓN SOMETIDA A MOMENTO NEGATIVO

Las secciones transversales de la viga de borde sometida a momento de flexión negativo, sección cuyas fibras inferiores se encuentran comprimidas y las fibras superiores traccionadas, se localiza en los extremos de la luz de la viga de borde, se realiza el diseño considerando la excentricidad en la colocación de los cables y las dimensiones representadas en la figura 5.63.



Sección sometida a momento negativo

Datos generales:

Luz del puente= 83600 mm

Ancho de la viga de borde (B)= 100 mm

Altura de la viga de borde (h)= 465 mm

Peso específico del hormigón (γ_h) = 0,000024 N/mm³

Resistencia del hormigón a la compresión (f_c)= 60 Mpa

Propiedades de la viga de borde:

Área de la sección trasversal:

$$A = 465000 \text{ mm}^2$$

Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra superior:

$$Y_s = 232,50 \text{ mm}$$

Distancia desde el centroide de la sección hasta la fibra inferior:

$$Y_i = 232,50 \text{ mm}$$

Excentricidad de los cables respecto al eje longitudinal de la sección:

$$e = 100 \text{ mm}$$

Inercia centroidal de la sección:

$$IG = 8378718750 \text{ mm}^4$$

Momento estático de la sección en fibras superiores:

$$S_s = 36037500 \text{ mm}^3$$

Momento estático de la sección en fibras inferiores:

$$S_i = 36037500 \text{ mm}^3$$

Constantes de cálculo para el presfuerzo:

$$K_s = (IG / (A \cdot y_s)) = 77,50 \text{ mm}$$

$$K_i = (IG / (A \cdot y_i)) = 77,50 \text{ mm}$$

$$(1 - e/K_i) / A = -0,00000062 \text{ mm}^{-2}$$

$$(1 + e/K_s) / A = 0,00000493 \text{ mm}^{-2}$$

Determinación de esfuerzos

Determinamos los esfuerzos a los que se encuentra sometida la sección transversal de la viga de borde considerando las mismas etapas inicial y final que fueron consideradas en el diseño de la sección de la viga de borde sometida a momento positivo.

CONDICION			VIGA SOLA	
Momento estático S_s, S_i (mm ³)			36037500	36037500
ESFUERZOS (MPa)			fci	fcs
Mvi=	51306300	N.mm	1,42	-1,42
M-R1=	236617200	N.m	6,57	-6,57
Por Pf=	1228049,61	N	-0,77	6,05
Por Pi=	1535062,02	N	-0,96	7,56
M(RI)+Pf=			5,80	-1,94
Mvl+Pi=			0,47	6,14

Esfuerzos existentes en la sección transversal sometida a momento negativo de la viga de borde

Fuerzas aplicadas a los tendones

Las fuerzas que se presentan a continuación son las fuerzas aplicadas en los cables en cada etapa de diseño:

$P_f = 1228049,61$ N fuerza final en los cables,

$P_i = 1535062,02$ N fuerza inicial considerando 20% de pérdidas por retracción y flujo plástico,

$P_{io} = 1744388,66$ N fuerza que debe ser aplicada a los cables considerando 12% de pérdidas por fricción.

Esfuerzos admisibles

Los esfuerzos admisibles son similares a los utilizados en el diseño de la sección transversal sometida a momento positivo.

f'_c en Kg/cm^2

ETAPA INICIAL

$f_{cs} =$	0,47 Mpa	<	$2 \cdot (f'_c)^{0,5} =$	-4,85 Mpa
			$0,8 \cdot (f'_c)^{0,5} =$	-1,94 Mpa
$f_{ci} =$	6,14 Mpa	<	$0,55 \cdot f'_c =$	33,00 Mpa

ETAPA FINAL

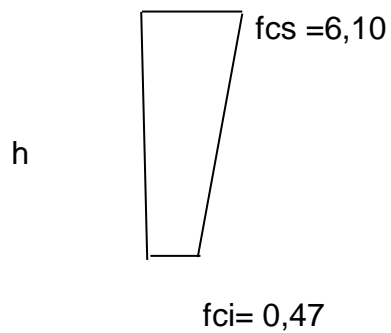
$f_{cs} =$	5,80 Mpa	<	$0,4 \cdot f'_c =$	24,00 Mpa
$f_{ci} =$	-1,94 Mpa	<	$0,8 \cdot (f'_c)^{0,5} =$	-1,94 Mpa

Esfuerzo adicional por tracción

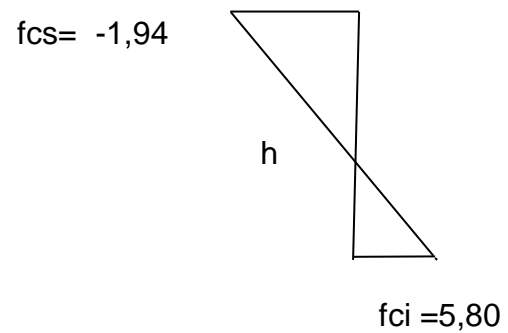
También requerimos acero de refuerzo para cubrir zonas traccionadas que se producen únicamente en la etapa final de diseño.

$f_y =$	412,02	Mpa
$h =$	465	mm
$b =$	1000	mm

-237-



ETAPA INICIAL



ETAPA FINAL

No requiere refuerzo de tracción

$$y0 = \frac{h}{a+b}$$

$$y0 = 348,40 \text{ mm}$$

$$y1 = 116,603 \text{ mm}$$

$$T = 0,5 \cdot fci \cdot y1 \cdot b$$

$$T = 338099,09 \text{ N}$$

$$As = \frac{T}{fy}$$

$$As = 820,59 \text{ mm}^2$$

2 ϕ inferior 18 mm 2 ϕ superior 24 mm

Cables requeridos para el presfuerzo

Se utilizan cables de las mismas características utilizadas en la sección sometida a momento positivo.

$$Pio = 1744388,66 \text{ N}$$

$$f's = 1859,976 \text{ MPa}$$

$$f'si = 0,7 \cdot f's = 1301,98 \text{ MPa}$$

$$A's = Pio / f'si = 133,79 \text{ mm}^2$$

$$A\phi = 140 \text{ mm}^2$$

Cables = 9,57 cables requeridos

Cables = 10 cables colocados

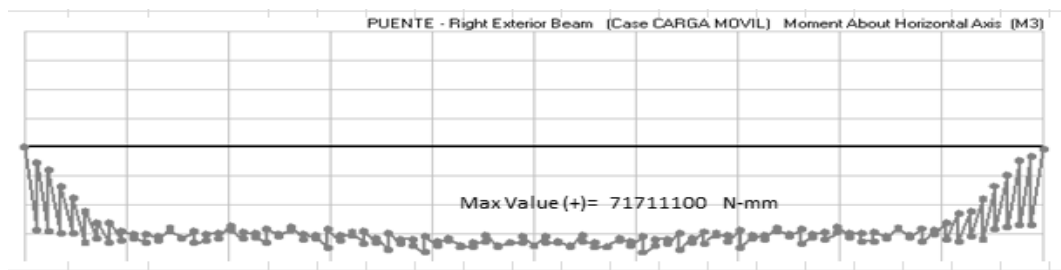
MOMENTO NOMINAL

El momento nominal a flexión que posee la viga de borde representa la capacidad que tiene la misma de resistir los momentos de flexión ejercidos por las solicitaciones y se analiza en la sección sometida a momento positivo de la viga de borde del lado derecho del puente la cual es la más representativa debido a las solicitaciones que soporta.

Datos

f'_c =	60 Mpa	resistencia del hormigón a la compresión,
F_{cif} =	1,94 MPa	esfuerzo por carga viva de diseño,
M_L =	71711100 N.mm	momento por carga viva,
f_{ML} =	1,99 MPa	esfuerzo por carga viva,
M_{R1} =	24835500 N.mm	momento de flexión en el estado límite de resistencia I,
A_s^* =	1343,60 mm ²	área de los cables de presfuerzo,
B =	1000 mm	ancho de la viga de borde,
d =	415 mm	altura de la viga de borde,
f'_s =	1859,98 MPa	esfuerzo de trabajo de los cables,
A_s =	508,94 mm ²	área de acero adicional inferior,
f_y =	412,02 MPa	límite de fluencia de las varillas de acero.

En la figura 5.64 se representa el diagrama de momentos de flexión generado por las solicitaciones de carga viva a lo largo de la viga de borde del lado derecho del puente que es la más solicitada.



Momento producido por la carga viva [N.mm]

Nuevo momento por carga viva

Para determinar la capacidad de la resistencia a la flexión que soporta la viga de borde necesitamos incrementar el valor del momento generado por la carga viva hasta el esfuerzo límite permisible (fci adm) al que podría exponerse el puente, Δfci representa una variación de esfuerzo que se puede incrementar hasta llegar al máximo admisible y que una vez determinado permite calcular el momento por carga viva máximo que podría soportar la viga de borde (ML nuevo).

$f'c$ en Kg/cm^2

$$fci\ adm = 2 * \sqrt{f'c} * 0,0981 \quad (5.83)$$

$$fci\ adm = 2 * \sqrt{611,83} * 0,0981$$

$$fci\ adm = -4,85\ MPa$$

$$\Delta fci = fci\ adm - fci\ f$$

$$\Delta fci = -4,85 - 1,94$$

$$\Delta fci = -2,91\ MPa$$

$$fci\ L = \Delta fci + 1,99$$

$$fci\ L = -2,91 + 1,99$$

$$fci\ L = -0,90\ MPa$$

$$ML\ nuevo = fci\ L * Si$$

$$ML\ nuevo = -2,91 * 36037500$$

$$ML\ nuevo = -106869125\ N.mm$$

Momento crítico (Mcr)

Llamamos momento crítico al momento que considera las máximas sollicitaciones admisibles que puede soportar la viga de borde.

$$Mcr = MR1 - ML + MLnuevo \quad (5.84)$$

$$Mcr = 240835500 - 71711100 + -106869125,21$$

$$Mcr = 524532874,79\ N.mm$$

Esfuerzo último (Fsu)

Este esfuerzo último representa el máximo esfuerzo que pueden soportar los cables de presfuerzo al estar sometidos a las solicitaciones.

$$\rho^* = \frac{A^*s}{B \times d} \quad (5.85)$$

$$\rho^* = \frac{1343,60}{1000 \times 415}$$

$$\rho^* = 0,00323758$$

$$F_{su} = f'_s \left(1 - 0,5 \frac{\rho^* \times f'_s}{f'_c} \right) \quad (5.86)$$

$$F_{su} = 1859,98 \left(1 - 0,5 \frac{0,003238 \times 1859,98}{60} \right)$$

$$F_{su} = 1766,64 \text{ MPa}$$

Calculo de la fuerza ejercida por refuerzo de tensión (T)

El valor (T) representa la capacidad que tienen los cables de presfuerzo y el acero de refuerzo inferior de resistir la tracción generada las fibras inferiores de la sección transversal de la viga de borde debida a la flexión.

$$T = A^*s \times F_{su} + A_s \times f_y \quad (5.87)$$

$$T = 143,60 \times 1766,64 + 508,94 \times 412,02$$

$$T = 2583341,93 \text{ N}$$

Calculo de la distancia del área de hormigón comprimida (a)

Determinado el valor de (T) es posible calcular la altura de hormigón de la viga de borde necesaria para resistir un esfuerzo de compresión igual en magnitud a (T) generado en las fibras superiores de la sección transversal.

$$T = 0,85 \times f'_c \times B \times a \quad (5.88)$$

$$2583341,93 = 0,85 \times 60 \times 1000 \times a$$

$$a = 50,65 \text{ mm}$$

Momento nominal (ϕM_n)

Realizados los cálculos anteriores podemos determinar el valor del momento nominal (ϕM_n) que posee la sección transversal de la viga de borde para resistir las solicitaciones máximas a través de la ecuación 5.89.

$$M_n = T \times d \left(1 - 0,60 \frac{T}{B \times d \times f'_c} \right) \quad (5.89)$$

$$M_n = 2583341,93 \times 415 \left(1 - 0,60 \frac{2583341,93}{1000 \times 415 \times 60} \right)$$

$$M_n = 1005350344,45 \text{ N.mm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 1005350344,45$$

$$\phi M_n = 904815310 \text{ N.mm}$$

Donde:

d: distancia desde el centro de gravedad del acero de refuerzo hasta la fibra de hormigón más comprimida [mm].

Requerimientos

El momento nominal tiene que cumplir dos condiciones de diseño que están expuestas a continuación, si el valor del momento nominal es mayor a las condiciones de comparación se acepta el diseño de la viga de borde a flexión.

ϕM_n	vs	1,2	*	M_{cr}
904815310	vs	1,2	*	1005350344,45
904815310	>	41493048,26	ok	

ϕM_n	vs	1,3	MR1-ML	+	2,17	ML
ϕM_n	vs	1,3	(169124400)	+	2,17	(71711100)

$$904815310 > 375474807 \quad (\text{cumple})$$

DISEÑO AL CORTE

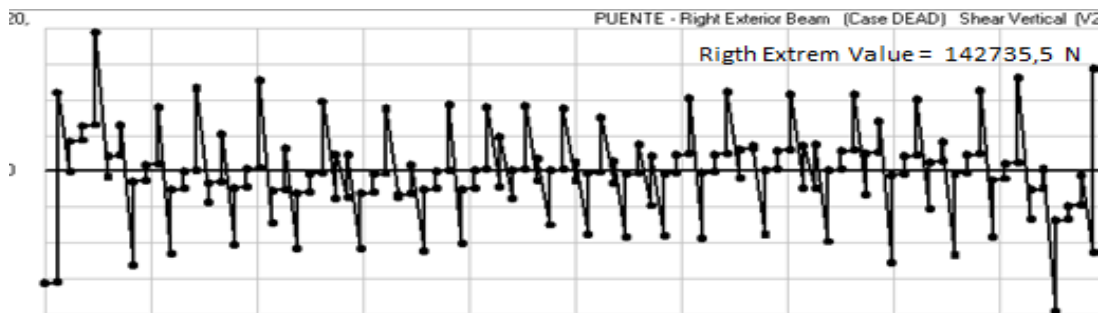
El diseño por corte se lo realizará en la sección transversal de la viga de borde que se encuentra en el extremo derecho de la viga de borde del lado derecho del puente que es la sección que presenta las mayores solicitaciones por corte.

Datos

$e=$	100 mm	excentricidad en el extremo derecho,
$k_i=$	77,50 mm	constante proviene del diseño del presfuerzo,
$A=$	465000 mm ²	área de la sección transversal de la viga de borde,
$P_f=$	1228049,61 N	fuerza de presfuerzo final,
$S_s=$	36037500 mm ³	módulo estático de la sección de la viga de borde,
$f_y=$	412,02 MPa	límite de fluencia del acero de refuerzo,
$f'_c=$	60 Mpa	resistencia del hormigón a la compresión,
$b=$	1000 mm	ancho de la viga de borde,
$h=$	465 mm	altura de la viga de borde,
f_{cs} final =	-1,94 Mpa	esfuerzo final en las fibras superiores de la sección transversal de la viga de borde,
f_{ci} final =	5,80 MPa	esfuerzo final en las fibras inferiores de la sección transversal de la viga de borde.

Cortante en el extremo derecho de la viga por cargas muertas y peso propio (VD)

La figura 5.69 representa el diagrama de corte generado por la cargas muertas y peso propio al que se encuentra sometida la viga de borde a lo largo de su eje longitudinal, del cual nos interesa el valor (V) que representa el corte en el extremo de derecho que es donde se ubica la sección de análisis para posteriormente determinar el cortante mayorado por carga muerta (VD), utilizado posteriormente para determinar la resistencia a la rotura.



Cortantes producidos por carga muerta [N]

$$V = 142735,5 \text{ N}$$

$$V_D = 1,2 * 142735,5$$

$$V_D = 171282,60 \text{ N}$$

Cortante en el extremo derecho de la viga por carga viva (Vi)

La figura 5.70 representa el diagrama de corte generado por la carga viva al que se encuentra sometida la viga de borde a lo largo de su eje longitudinal, del cual nos interesa el valor (V) que representa el corte en el extremo de derecho que es donde se ubica la sección de análisis de la viga de borde para posteriormente calcular el cortante mayorado por carga viva (Vi), utilizado posteriormente para determinar la resistencia a la rotura.



Cortantes producidos por carga viva [N]

$$V_L = 191687,40 \text{ N}$$

$$V_i = 2,17 * 191687,40$$

$$V_i = 415961,66 \text{ N}$$

Esfuerzo en el extremo derecho por presfuerzo (fpe)

Los cables de presfuerzo ejercen un esfuerzo (fpe) al que está sometida la sección en el extremo derecho de la viga de borde y se calcula con la ecuación 5.90.

$$f_{pe} = f_{ci} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{e}{k_i} \right) \quad (5.90)$$

$$f_{pe} = \frac{1228049,61}{465000} \left(1 + \frac{100}{77,50} \right)$$

$$f_{pe} = 6,05 \text{ MPa}$$

Donde:

P: carga de presfuerzo en el extremo derecho,

e: excentricidad de los cables en el extremo derecho,

k_i: constante de cálculo del presfuerzo en fibras inferiores.

Esfuerzo por carga muerta en el extremo derecho (fd)

La figura 5.71 representa el diagrama de momentos generado por las cargas muertas a lo largo del eje longitudinal de la viga de borde del cual nos interesa el valor (MD) que representa el momento por carga muerta en la sección transversal ubicada en el extremo derecho de la viga de borde y posteriormente calculamos el esfuerzo (fd) por carga muerta en la sección utilizando la ecuación 5.91.



Momentos por carga muerta [N.mm]

$$MD = 199143000 \text{ N.mm}$$

$$fd = \frac{MD}{S_s} \quad (5.91)$$

$$fd = \frac{199143000}{36037500}$$

$$fd = 5,53 \text{ MPa}$$

Momento crítico (Mcr)

El momento crítico de diseño por corte representa un momento resultante de la consideración de los momentos generados por la carga muerta y presfuerzo en la sección de diseño y se lo calcula utilizando la ecuación 5.92.

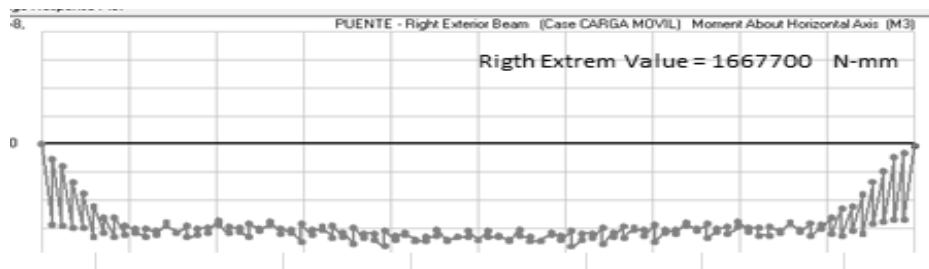
$$Mcr = S_s (2,943 + fpe + fd) \quad (5.92)$$

$$Mcr = 36037500 (2,943 + 6,05 + 5,53)$$

$$Mcr = 124894169,02 \text{ N.mm}$$

Momento máximo por carga viva en el extremo derecho (ML máx.)

La figura 5.72 representa el diagrama de momentos generado por la carga viva considerando el impacto a lo largo del eje longitudinal de la viga de borde del cual nos interesa el valor (M (L+I)) que representa el momento por carga viva e impacto de la sección transversal ubicada en el extremo derecho de la viga de borde para posteriormente calcular el momento por carga viva e impacto mayorado (M (L+I)) máximo.



Momentos producidos por carga viva [N.mm]

$$M(L + I) = 1667700 \text{ N. mm}$$

$$M(L + I)_{\text{máx}} = 2,17 \times M(L + I) = 2,17 \times 1667700$$

$$M(L + I)_{\text{máx}} = 3618909 \text{ N. mm}$$

Resistencia a la rotura generada considerando corte y momento (Vci)

La sección transversal de diseño presenta una capacidad de resistencia a la rotura considerando las sollicitaciones por carga viva, carga muerta y una relación entre el momento crítico el momento máximo que se determina con la ecuación 5.93, y esta resistencia debe ser mayor a la mínima resistencia admisible requerida que se determina con la ecuación 5.94.

$f'c$ en kg/cm^2 , d y b en cm

$$V_{ci} = \frac{0,16 \times \sqrt{f'c} \times b \times (d=0,8 h)}{0,102} + V_d + V_i + \frac{M_{cr}}{M_{\text{máx}}} \quad (5.93)$$

$$V_{ci} = \frac{0,16 \times \sqrt{611,83} \times 100 \times 37,20}{0,102} + 171282,60 + 415961,66 + \frac{124894169,02}{3618909}$$

$$V_{ci} = 14671167,27 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq \frac{0,45 \times \sqrt{f'c} \times b \times (d=0,8 h)}{0,102} \quad (5.94)$$

$$V_{ci} \geq \frac{0,45 \times \sqrt{611,83} \times 100 \times 37,20}{0,102}$$

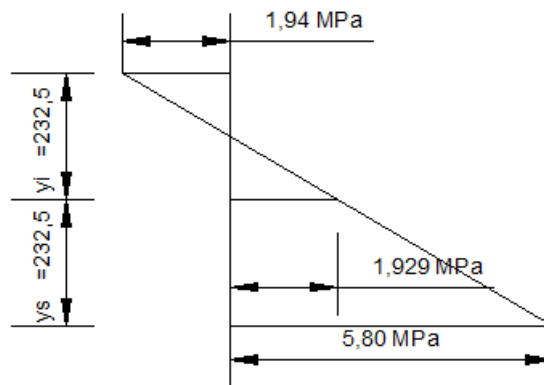
$$V_{ci} \geq 406130,448 \text{ N}$$

Entonces:

$$V_{ci} = 14671167,27 \text{ N}$$

Esfuerzo total por carga viva, carga muerta y presfuerzo en el centro de gravedad de la viga en el extremo derecho (fpc)

Las solicitaciones de esfuerzos en etapa final de la sección de diseño de la viga de borde fueron determinadas la etapa final del diseño del presfuerzo tabla 5.16, y para hallar el esfuerzo en el centro de gravedad de la viga de borde se utiliza el programa AUTO CAD trazando una línea a la altura del centro de gravedad de la sección transversal y determinando su valor directamente hallando así el valor de (fpc).



Esfuerzos en el extremo derecho de la viga [MPa]

fpc= 1,929 MPa

fpc= 19,66 kg/cm²

Resistencia a la rotura generada considerando carga viva, carga muerta, presfuerzo y la componente vertical de la tensión de presfuerzo (Vcw)

Además de la resistencia a la rotura (fpc) existe una resistencia adicional ejercida por la componente vertical de la tensión de los cables de presfuerzo (Vp), ya que los cables de presfuerzo siguen la geometría de una parábola la deriva de esta ecuación representaría el valor de la tangente a la parábola en cualquier punto (Ec. 5,95), y la componente vertical (Vp) ese calcularía multiplicando la tangente de la parábola en el

extremo derecho de la viga de borde por el valor de la fuerza final de presfuerzo (Pf).

$$Y' = 4 \times \frac{f}{L^2} \times (L - 2x) \quad (5.95)$$

$$f = 282,5 \text{ mm}$$

Donde:

Y' : Tangente de la curva que describe los cables de presfuerzo (mm),

f : Excentricidad del cable en el extremo + excentricidad en el vano (mm).

TRAMO	x	L	L ²	(L-2x)	y'
	(mm)	(mm)	(mm ²)	(mm)	(mm)
A=K	0,00	83600	6988960000	83600	0,013517

Tangente en el extremo de la viga

V_p : componente vertical de presfuerzo en el extremo de viga [N].

$$V_p = P_f \times y'$$

$$V_p = 1228049,61 \times 0,013517$$

$$V_p = 16599,24 \text{ N}$$

La resistencia a la rotura está dada por la ecuación 5.96.

f'_c y f_{pc} en Kg/cm²

$$V_{cw} = \frac{(0,93 \times \sqrt{f'_c} + 0,3 \times f_{pc}) \times b \times d}{0,102} + V_p \quad (5.96)$$

$$V_{cw} = \frac{(0,93 \times \sqrt{611,83} + 0,3 \times 19,66) \times 100 \times 37,20}{0,102} + 16599,24$$

$$V_{cw} = 1071172,45 \text{ N}$$

Resistencia al corte (V_c)

La resistencia al corte de diseño (V_c) se tomará el menor valor entre V_{ci} y

V_{cw} :

$$V_{ci} = 14671167,27 \quad \text{N}$$

$$V_{cw} = 1071172,45 \quad \text{N}$$

$$\rightarrow V_c = 1071172,45 \quad \text{N}$$

Diseño por corte

Mediante la ecuación 5.97 podemos determinar el cortante nominal que debe resistir la sección de diseño (V_n).

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1}{0,85} (1,3 \times V_d + 2,17 \times V_i) \quad (5.97)$$

$$V_n = \frac{1}{0,85} (1,3 \times V_d + 2,17 \times V_i)$$

$$V_n = \frac{1}{0,85} (1,3 \times 171282,60 + 2,17 \times 415961,66)$$

$$V_n = 1323887,27 \quad \text{N}$$

El cortante nominal (V_n) corresponde a un valor que representa la resistencia al corte de la sección de diseño (V_c) y el cortante que debe resistir el acero de refuerzo por corte (V_s).

$$V_n = V_c + V_s \quad (5.98)$$

$$1323887,27 = 1071172,45 + V_s$$

$$V_s = 252714,82 \quad \text{N}$$

Como el valor de V_s es positivo entendemos que se requiere acero de refuerzo por corte de un área transversal (A_v) un límite de fluencia (f_y) y colocado a una separación (s):

$$V_s = \frac{A_v \times f_y \times (d=0,8h)}{s} \quad (5.99)$$

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s}$$

Si $A_v = 226,2 \text{ mm}^2$ (que equivale a: 1 \varnothing 12 mm de 2 ramales)

$$s = \frac{226,20 \times 412,02 \times 372}{252714,82}$$

$$s = 137,19 \text{ mm}$$

Solución estribos = 1 \varnothing 12 mm de 2 ramales @ 100 mm

Estribos nominales

Los estribos nominales constituyen una cantidad de acero por corte mínima colocados a una distancia máxima a lo largo del eje longitudinal de la viga de borde que debe tener una viga.

Para $s = 100 \text{ mm}$

f_y en Kg/cm^2 , s y b en cm

$$A_v = \frac{3,52 \times b \times s}{f_y} \quad (5.100)$$

$$A_v = \frac{3,52 \times 100 \times 10}{4200}$$

$$A_v \text{ mín} = 0,84 \text{ cm}^2 = 83,81 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ máx.} < 0,375 \times h = 174,4 \text{ mm} \quad y \quad < 300 \text{ mm}$$

La cantidad de acero calculada es mayor que la mínima requerida y la separación entre estribos utilizada es menor a la máxima por lo tanto adoptamos nuestras dimensiones y separaciones.

Armado por corte (estribos)

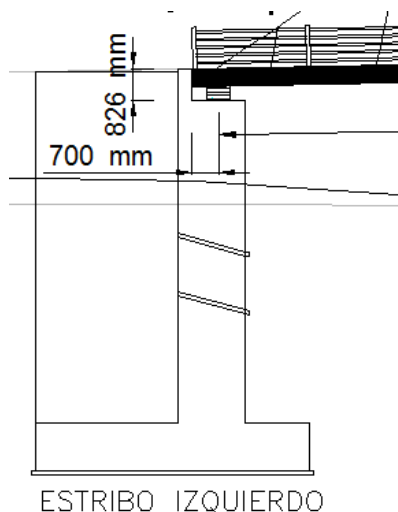
1 \varnothing 12 mm de 2 ramales @ 100 mm

Diseño de los aparatos de apoyo

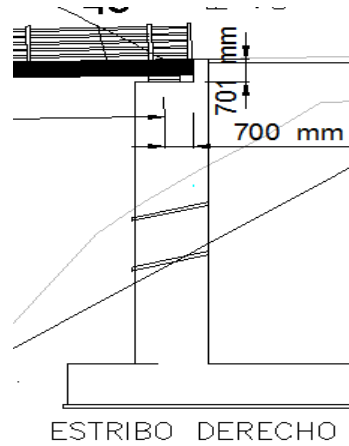
Los aparatos de apoyo se diseñan aplicando las cargas generadas por el estado límite de servicio I, a fin de estar de acuerdo con las suposiciones de diseño establecidas en las restricciones del modelo estructural del puente se diseñan aparatos de apoyo fijo tipo caja ubicados en el extremo derecho del puente y aparatos de apoyo móvil de neopreno del tipo placa plana rectangular ubicados en el extremo izquierdo del puente.

Los aparatos de apoyo fijos tipo caja no permiten desplazamientos por variaciones de longitud del puente pero pueden resistir grandes compresiones, cargas horizontales y tienen una capacidad de giro limitada entre $0,01 - 0,02$ rad [62].

Los aparatos de apoyo móviles de neopreno del tipo placa plana rectangular resisten cargas verticales, cargas horizontales, giros y además permiten desplazamientos debidos a las variaciones de longitud del puente provenientes de variaciones de temperatura, de retracción y fluencia lenta del hormigón, de acortamientos de la superestructura por fuerzas de pretensado y por deflexiones [51].



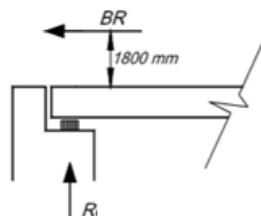
Aparato de apoyo Móvil



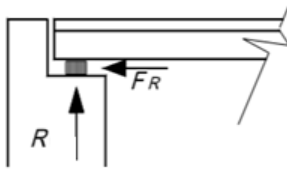
Aparato de poyo fijo

Cargas adicionales del Apoyo Fijo

Existen cargas adicionales a las utilizadas en el diseño de los elementos estructurales anteriores que deben ser consideradas en el diseño de los aparatos de apoyo como lo son las cargas de frenado (Br) provenientes de la fuerza de frenado que puede ejercer un vehículo que se desplaza por la superestructura del puente y se transmite hacia los apoyos así como también aparece una fuerza de fricción en el caso de los aparatos de apoyo fijo tipo caja entre las superficies de contacto entre el acero de la placa superior de acero del aparato de apoyo y el elastómero interior del mismo, estas dos fuerzas actúan en dirección horizontal en cada uno de los aparatos de apoyo [51].



Esquema de la carga de frenado [51]



Esquema de la fuerza de rozamiento [51]

- Carga de frenado (Br)

$$R \text{ (camión)} = 385,396 \text{ kN}$$

$$R \text{ (oruga)} = 88,346 \text{ kN}$$

$$R \text{ (camión + carga distribuida/vía)} = 287,876 \text{ kN}$$

$$R \text{ (oruga+ carga distribuida/vía)} = 563,683 \text{ kN}$$

Las especificaciones de diseño AASTHO indican que se debe tomar el mayor valor de entre los siguientes:

$$25\% R \text{ (camión)} = 96,35 \text{ kN}$$

$$25\% R \text{ (oruga)} = 22,08 \text{ kN}$$

$$5\% \text{ (camión + carga distribuida/vía)} = 14,39 \text{ kN}$$

$$5\% \text{ (oruga+ carga distribuida/vía)} = 28,18 \text{ kN}$$

Al analizar las magnitudes determinamos que la fuerza de frenado tendrá un valor de:

$$\mathbf{Br= 96,35 \text{ kN}}$$

- Carga de fricción (Fr)

Para determinar la carga de fricción (Fr) se debe considerar un 30 % de las solicitaciones producidas por carga viva y carga muerta únicamente

$$R \text{ (Carga viva + carga muerta)} = 3943,863 \text{ kN}$$

Acero x elastómero	1,00
Acero x PTFE	0,10
Acero x concreto	0,4

Coeficientes de rozamiento [63]

$\mu = 1,00$ coeficiente de rozamiento entre acero y elastómero

$$Fr = \mu \times R = 1 \times 3943,863 = 3943,863 \text{ kN} \quad (5.101)$$

0,3 Fr = 1183,16 kN para el estado límite de servicio I

Cargas adicionales del Apoyo Móvil

El apoyo móvil presenta el mismo tipo de cargas adicionales que el apoyo fijo a diferencia del apoyo móvil al determinar la fuerza de fricción debemos tomar en cuenta que las superficies de contacto en este tipo de apoyo que será de neopreno son el hormigón de la viga de borde y el neopreno en sí.

- Carga de frenado

$$R \text{ (camión)} = 385,151 \text{ kN}$$

$$R \text{ (oruga)} = 88,346 \text{ kN}$$

$$R \text{ (camión + carga distribuida/vía)} = 294,901 \text{ kN}$$

$$R \text{ (oruga+ carga distribuida/vía)} = 561,070 \text{ kN}$$

Las especificaciones de diseño AASHTO indican que se debe tomar el mayor valor de entre los siguientes:

$$25\% R \text{ (camión)} = 96,29 \text{ kN}$$

$$25\% R \text{ (oruga)} = 22,08 \text{ kN}$$

$$5\% \text{ (camión + carga distribuida/vía)} = 14,75 \text{ kN}$$

$$5\% \text{ (oruga+ carga distribuida/vía)} = 28,05 \text{ kN}$$

Al analizar las magnitudes determinamos que la fuerza de frenado tendrá un valor de:

$$Br = 96,29 \text{ kN}$$

También debemos considerar un momento producido por la fuerza de frenado producido por un brazo de palanca 1800 mm que se presenta en este tipo de apoyos móviles.

$$\text{Momento por Br (MBr)} = 96,29 \text{ kN} \times 1800 \text{ mm} = 173322 \text{ kN.mm}$$

- Carga de fricción (Fr)

Para determinar la carga de fricción (Fr) se debe considerar un 30 % de las solicitaciones producidas por carga viva y carga muerta únicamente

$$R (\text{Carga viva} + \text{carga muerta}) = 3959,146 \text{ kN}$$

$$\mu = 0,9 \text{ coeficiente de rozamiento entre neopreno y hormigón}$$

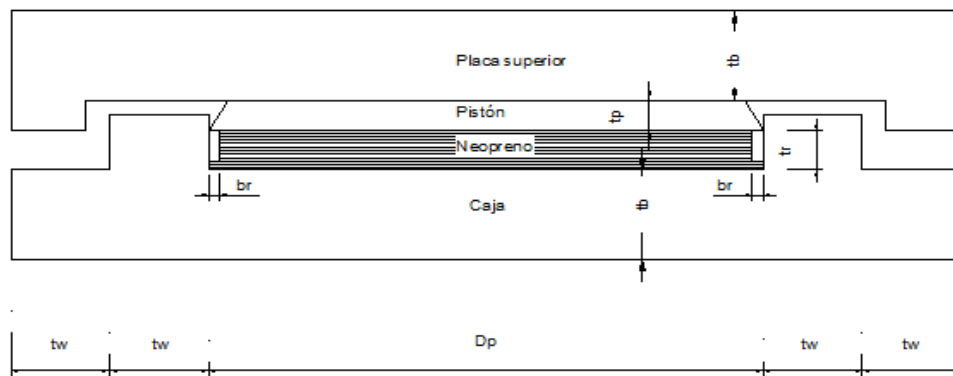
$$Fr = 0,9 \times R = 0,9 \times 3959,146 = 3563,2314 \text{ kN} \quad (5.102)$$

$$0,3 Fr = 1068,97 \text{ kN} \quad \text{para el estado límite de servicio I}$$

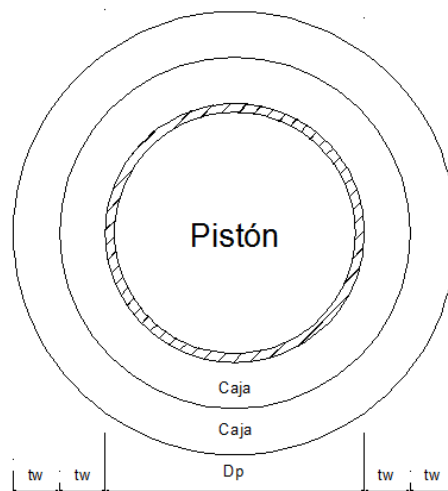
Diseño del Aparato de Apoyo fijo

Para el diseño de los aparatos de apoyo fijo se han tomado las recomendaciones de las especificaciones AASHTO para apoyos fijos tipo caja y el procedimiento de diseño utilizado está basado en una guía de diseño propuesto por "AMERICAN IRON STEEL INSTITUTE" [62].

Este diseño de apoyos fijos considera las cargas vivas, cargas muertas y cargas laterales en las cuales están inmersas las fuerzas de frenado y de fricción, además de una rotación máxima admisible de 0,02 rad, este tipo de apoyos no permiten desplazamientos y sus elementos están representados en la figura 5.78 y 5.79.



Esquema en elevación del aparato de apoyo fijo



Esquema en planta del aparato de apoyo fijo

Datos iniciales:

Acero estructural: AASHTO M270 grado 345w (f_y)= 345 MPa,

Carga muerta (D) = 3084,663 kN (dato proveniente del modelo realizado en el paquete computacional CSI BRIDGE),

Carga viva (L) = 859,20 kN (dato proveniente del modelo realizado en el paquete computacional CSI BRIDGE),

Carga lateral (H) = 1697,414 kN (dato proveniente del modelo realizado en el paquete computacional CSI BRIDGE),

Rotación Admisible en aparatos de apoyo fijos tipo caja (Θ) = 0,02 rad,

Dureza = grado 60,

Módulo de rigidez mínimo (G)= 0,95 MPa

Esfuerzo máximo de la placa elastomérica (σ_{\max}) = 25 MPa,

Factor de resistencia a tensión (ϕ) = 0,9.

Diámetro interior de la caja y diámetro de la placa elastomérica (Dp)

Para la determinación del diámetro interior de la caja que es semejante al diámetro de la placa elastomérica debemos considerar un esfuerzo máximo de la placa elastomérica de 25 Mpa el cual nos permite calcular un área mínima de elastómero (A), a partir de la cual determinamos el diámetro.

$$\text{Area (A)} \geq \frac{D+L}{\sigma_{\max}} \quad (5.103)$$

$$A \geq \frac{(3084,663 + 859,20) * 1000}{25}$$

$$A \geq 157754,52 \text{ mm}^2$$

$$D_p \geq \sqrt{\frac{4 \times A}{\pi}} \quad (5.104)$$

$$D_p \geq \sqrt{\frac{4 \times 157754,52}{\pi}}$$

$$D_p \geq 448 \text{ mm}$$

$$D_p = 450 \text{ mm}$$

$$A_p = 159043,13 \text{ mm}^2$$

Espesor del neopreno (tr)

El espesor (tr) representa un espesor total de elastómero de sección circular el cual tendrá un diámetro semejante a (Dp).

$$tr \geq 3,33 \times \phi \times D_p \quad (5.105)$$

$$tr \geq 3,33 \times 0,02 \times 450$$

$$tr \geq 29,97 \text{ mm}$$

$$tr = 35 \text{ mm}$$

Ancho de los anillos (b_r)

Debido al giro que se puede producir en el aparato de apoyo existe una compresión considerable en los bordes del elastómero por lo cual debemos ubicar anillos de acero de ancho (b_r) de las mismas características de la caja que rodean al elastómero hasta una determinada profundidad (t_{rim}).

$$b_r \geq 0,02 \times D_p \text{ y } 6 \text{ mm} \quad (5.106)$$

$$b_r \geq 0,02 \times 450$$

$$b_r \geq 9,00 \text{ mm}$$

$$b_r = 9 \text{ mm}$$

Espesor de cada anillo (t_r)

A continuación se determina el espesor correspondiente a cada anillo que rodea la capa de neopreno.

$$t_r \geq 0,2 \times b_{ring} \quad (5.107)$$

$$t_r \geq 0,2 \times 9$$

$$t_r \geq 1,80 \text{ mm}$$

$$t_r = 2 \text{ mm}$$

Espesor del pistón (t_p)

A continuación se determina el espesor del pistón de sección circular que se encuentra ubicado sobre la capa de neopreno y que se encarga de transmitir las solicitaciones provenientes de la superestructura hacia el neopreno distribuyéndolas uniformemente.

$$t_p \geq 0,06 \times D_p \quad (5.108)$$

$$t_p \geq 0,06 \times 450$$

$$t_p \geq 27 \text{ mm}$$

$$t_p = 27 \text{ mm}$$

Espesor de los anillos bajo el borde del pistón (t_{rim})

Este valor (t_{rim}) constituye el espesor total que deben tener en conjunto todos los anillos de acero que rodean al elastómero.

$$t_{rim} \geq \frac{2,5 \times H}{D_p \times f_y} \quad (5.109)$$

$$t_{rim} \geq \frac{2,5 \times 1697,414 \times 1000}{450 \times 345}$$

$$t_{rim} \geq 27,33 \text{ mm}$$

Número de anillos bajo el pistón (N_r)

Este valor (N_r) representa la cantidad total de anillos de 2 mm de espesor que se requieren rodeando al elastómero.

$$N_r \geq \frac{t_{rim}}{t_r} \quad (5.110)$$

$$N_r \geq \frac{27,33}{2}$$

$$N_r \geq 13,60$$

$$N_r = 14 \text{ anillos}$$

Esfuerzo de compresión (S_u)

Este esfuerzo (S_u) se produce en dirección perpendicular sobre la sección transversal del elastómero y es producido por la carga viva y la carga muerta.

$$S_u = \frac{2(D+L)}{A_p} \quad (5.111)$$

$$S_u = \frac{2(3084,663+859,20) \times 1000}{159043,13}$$

$$S_u = 49,59 \text{ MPa}$$

Espesor de la pared de la caja por carga vertical (t_{w1})

Este valor (t_{w1}) representa un primer valor del mínimo espesor que debe tener la pared de la caja al considerar la acción de las cargas verticales.

$$t_{w1} \geq \frac{S_u \times D_p}{2 \times \phi \times f_y} \quad (5.112)$$

$$t_{w1} \geq \frac{49,59 \times 450}{2 \times 0,9 \times 345}$$

$$t_{w1} \geq 35,94 \text{ mm}$$

Espesor de la pared de la caja por carga horizontal (t_{w2})

Este valor (t_{w2}) representa un segundo valor del mínimo espesor que debe tener la pared de la caja al considerar la acción de las cargas horizontales.

$$t_{w2} \geq \sqrt{\frac{62 \times H \times \theta}{f_y}} \quad (5.113)$$

$$t_{w2} \geq \sqrt{\frac{62 \times 1697,414 \times 1000 \times 0,02}{345}}$$

$$t_{w2} \geq 78,11 \text{ mm}$$

Espesor de la pared de la caja (t_w)

De los resultados obtenidos entre t_{w1} y t_{w2} elegimos el mayor valor requerido para el espesor de la pared de la caja.

$$t_w \geq t_{w1} \text{ y } t_{w2} \quad (5.114)$$

$$t_w = 80 \text{ mm}$$

Espesor de la base de la caja (t_b)

La base de la caja deberá tener un espesor mayor o igual a valor determinado con la fórmula 5.115

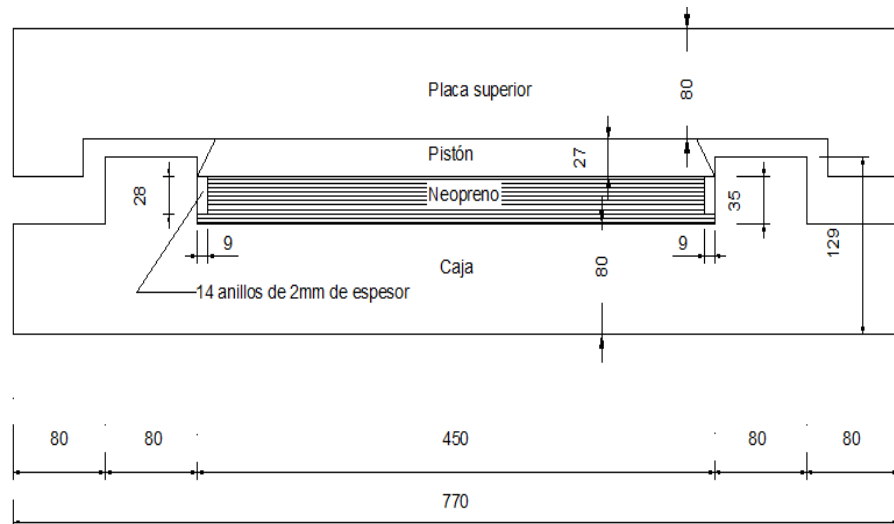
$$t_b \geq 0,06 \times D_p \text{ y } t_w \quad (5.115)$$

$$t_b \geq 0,06 \times 450$$

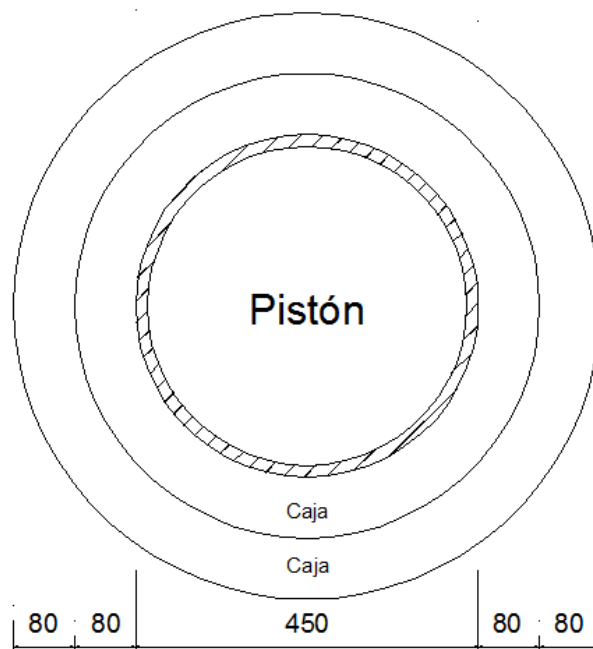
$$t_b \geq 27 \text{ mm}$$

$$t_b = t_w$$

$$t_b = 80 \text{ mm}$$



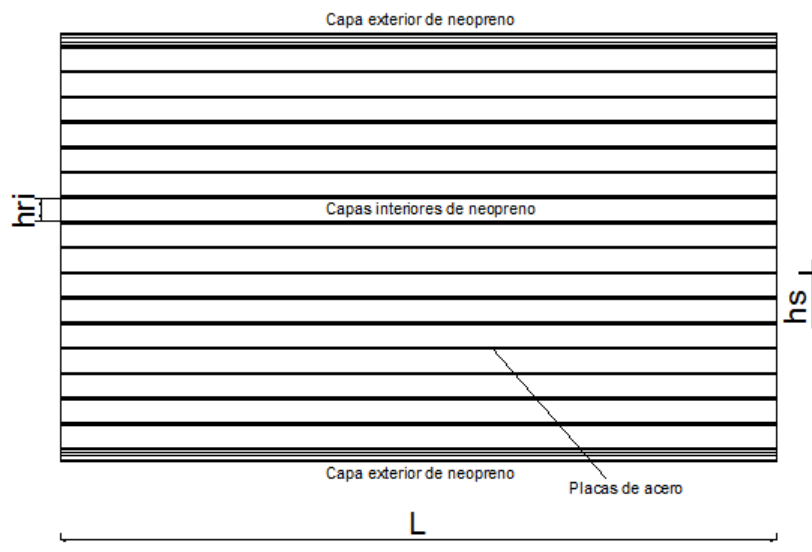
Dimensiones en elevación del aparato de apoyo fijo tipo caja en [mm]
 cuyo neopreno interior tiene una dureza grado 60,
 $G=0,95$ MPa y $\sigma_{max} = 25$ MPa



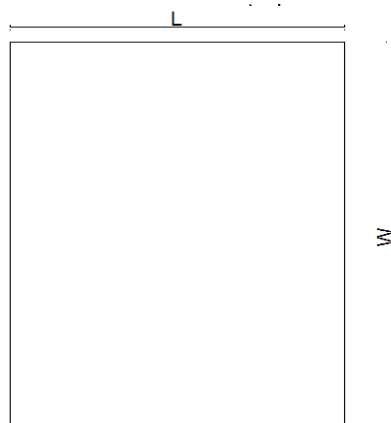
Dimensiones en planta del aparato de apoyo fijo tipo caja en [mm] cuyo
 neopreno interior tiene una dureza grado 60, $G=0,95$
 MPa y $\sigma_{max} = 25$ MPa

Diseño del Aparato de Apoyo Móvil

Para el diseño del aparato de apoyo móvil se han tomado en cuenta las recomendaciones de la norma AASHTO para el diseño de apoyos móviles elastoméricos de tipo placa plana [64], este tipo de aparato de apoyo móvil se diseña para soportar solicitaciones debidas a cargas verticales, cargas laterales, y giros producidos por momentos, en cuanto a los desplazamientos se permite un desplazamiento en la dirección paralela al eje longitudinal del puente.



Elevación aparato de apoyo móvil



Planta aparato de apoyo móvil

Datos iniciales:

Luz (L_p) = 83600 mm

Ancho de viga de borde (b_v) = 1000 mm

Carga muerta (DL) = 3100,45 KN

Carga viva (LL) = 858,69 KN

Módulo de rigidez mínimo (G_{min})= 0,95 MPa

Módulo de rigidez máximo (G_{max})= 1,20 MPa

Dureza del neopreno = 60

Temperatura máxima (T_{max}) = 26 °C

Temperatura mínima (T_{min}) = 23 °C

Coeficiente de expansión térmica del hormigón (α)= 0,0000108
mm/mm/°C

Deformación unitaria del hormigón durante fraguado (ϵ_{sh}) = 0,0003
mm/mm

Factor de variación de temperatura uniforme (γ_{TU})= 1,2

Límite de fluencia del acero de refuerzo (f_y) = 345 Mpa

Esfuerzo máximo de fatiga para placas de acero (ΔFTH) = 165 MPa

Desplazamiento longitudinal máximo por temperatura y fraguado (ΔS)

Los desplazamientos que deben soportar los aparatos de apoyo móvil son función de las deformaciones producidas por la variación de temperatura en el sitio de implantación así como las deformaciones por el fraguado del hormigón que se producen en toda la longitud del puente.

$$\Delta T = T_{max} - T_{min} \quad (5.116)$$

$$\Delta T = 26 \text{ °C} - 23 \text{ °C}$$

$$\Delta T = 3 \text{ °C}$$

$$\epsilon_{temp} = \alpha \times \Delta T \quad (5.117)$$

$$\epsilon_{temp} = 0,0000108 \times 3$$

$$\epsilon_{temp} = 0,0000324 \text{ mm/mm}$$

$$\Delta S = \gamma_{TU} \times L_p \times (\epsilon_{temp} + \epsilon_{sh}) \quad (5.118)$$

$$\Delta S = 1,20 \times 83600 \times (0,0000324 + 0,0003)$$

$$\Delta S = 33,35 \text{ mm}$$

Espesor mínimo total de las capas de elastómero (h_{rt})

Las capas de elastómero deben tener un espesor mínimo que es semejante al doble de las deformaciones producidas por temperatura y fraguado.

$$h_{rt} \geq 2 \Delta S \quad (5.119)$$

$$h_{rt} \geq 2 (33,35)$$

$$h_{rt} \geq 66,70 \text{ mm}$$

$$h_{rt} = 340 \text{ mm}$$

Asumiendo un espesor de cada capa de elastómero h_{ri} podemos determinar el número de capas de elastómero requeridas.

$$h_{ri} = 20 \text{ mm/capa}$$

$$N^{\circ} \text{ de capas } (N) = 17 \text{ capas}$$

El ancho de las capas de elastómero (W) debe ser menor al ancho de la viga de borde (b_v)

$$\text{Ancho del elastómero } (W) \leq b_v$$

$$W \leq 1000 \text{ mm}$$

$$W = 850 \text{ mm}$$

Determinación de la longitud mínima del elastómero (L_m) en función del esfuerzo por carga viva (σ_L)

El esfuerzo máximo debido a las solicitaciones por carga viva σ_L que puede resistir el elastómero está dado por la ecuación 5.120 y de esta igualdad determinaremos la longitud mínima que debe tener el elastómero debido a estas solicitaciones.

$$\sigma_L = \frac{LL}{L_m \times W} = \frac{0,66 \times G_{\min} \times L_m \times W}{2 \times h_{ri} \times (L_m + W)} \quad (5.120)$$

$$\frac{858690}{L_m \times 850} = \frac{0,66 \times 0,95 \times L_m \times 850}{2 \times 20 \times (L + 850)}$$

$$532 L_m^2 - 40408,94 L_m - 34347600 = 0$$

$$L_m \geq 294,59 \text{ mm}$$

Resumen de dimensiones prediseñadas para el apoyo

Ancho del elastómero (**W**) = 850 mm,

Longitud del elastómero (**L**) = 627 mm,

Espesor por capa de elastómero (**h_{ri}**)= 20 mm/capa,

Número total de capas de elastómero (**N**) = 17 capas,

Número de capas interiores de elastómero (**n**) = 16 capas.

Comprobación de esfuerzos permitidos por carga viva (σ_L) y carga (viva + muerta) (σ_s)

Una vez determinadas las dimensiones de los componentes del apoyo móvil comprobamos que los esfuerzos máximos debidos a carga viva y a carga muerta en combinación con carga viva sean mayores a los actuantes a partir de las ecuaciones 5.122 y 5.123

Determinamos en primera instancia el factor de forma (S):

$$S = \frac{L \times W}{2 \times h_{ri}(L+W)} \quad (5.121)$$

$$S = \frac{627 \times 850}{2 \times 20(627+850)}$$

$$S = 9,00$$

$$\sigma_L = \frac{LL}{L \times W} \leq 0,66 \times G_{\min} \times S \quad (5.122)$$

$$\sigma_L = \frac{858690}{627 \times 850} \leq 0,66 \times 0,95 \times 9$$

$$\sigma_L = 1,61 \leq 5,66 \text{ MPa} \quad (\text{cumple})$$

$$\sigma_s = \frac{LL+LD}{L \times W} \leq 1,66 \times G_{\min} \times S \quad (5.123)$$

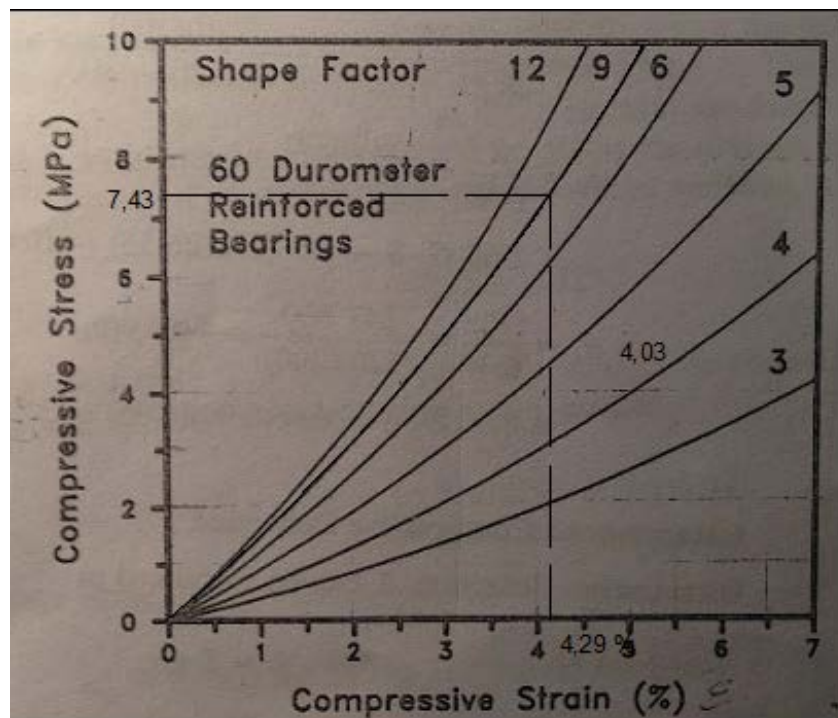
$$\sigma_s = \frac{858690 + 3100450}{627 \times 850} \leq 1,66 \times G_{\min} \times S$$

$$\sigma_s = 7,43 \leq 14,23 \text{ MPa} \quad (\text{cumple})$$

Deformación instantánea por compresión (δ)

Determinados los esfuerzos por carga muerta y carga viva σ_s y el factor de forma S, ingresamos al diagrama de la figura 5.84, buscamos el valor de σ_s en el eje de las ordenadas trazamos una línea paralela hasta encontrar la curva correspondiente al factor de forma S y trazamos una línea vertical hacia el eje de las abscisas donde encontramos la deformación unitaria correspondiente y a través de la ecuación 5.124 determinamos la deformación por compresión δ .

$$\sigma_s = 7,43 \text{ y } S = 9,00 \quad \gg \quad \varepsilon = 4,29 \%$$



Deformación unitaria del neopreno por compresión [64]

$$\delta = N \times h_{ri} \times \varepsilon \quad (5.124)$$

$$\delta = 17 \times 20 \times 0,0429$$

$$\delta = 14,59 \text{ mm}$$

Rotación máxima (θ_{\max})

El aparato de apoyo tendrá una rotación máxima admisible que se calcula con la ecuación 5.125

$$\theta_{\max} = \frac{2 \times \delta}{L} \quad (5.125)$$

$$\theta_{\max} = \frac{2 \times 14,59}{627}$$

$$\theta_{\max} = 0,047 \text{ rad}$$

Rotaciones de diseño tomadas del paquete CSI BRIDGE (θ_s)

Las rotaciones debidas a carga muerta, carga viva, frenado y rozamiento se obtuvieron a través del paquete computacional CSI BRIDGE y la rotación por incertidumbre es la recomendada para el diseño, la sumatoria de todas estas rotaciones debe ser menor a la máxima admisible.

$$\theta_{DL} = 0,004 \text{ por carga muerta,}$$

$$\theta_{LL} = 0,002 \text{ por carga viva, frenado y rozamiento,}$$

$$\theta_{UNK} = 0,005 \text{ por incertidumbre.}$$

$$\theta_s = \theta_{DL} + \theta_{LL} + \theta_{UNK} \quad (5.126)$$

$$\theta_s = 0,004 + 0,002 + 0,005$$

$$\theta_s = 0,011 \text{ rad}$$

$$\theta_s \leq \theta_{\max}$$

$$0,011 \leq 0,047 \quad (\text{cumple})$$

Esfuerzo de compresión mínimo (σ_{\min})

El esfuerzo de compresión mínimo determinado a través de la ecuación 5.127 debe ser menor al actuante.

$$\sigma_{\min} = 1 \times G_{\max} \times S \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \quad (5.127)$$

$$\sigma_{\min} = 1 \times 1,20 \times 9,00 \left(\frac{0,011}{16} \right) \left(\frac{627}{20} \right)^2$$

$$\sigma_{\min} = 6,99 \text{ MPa} \leq \sigma_s$$

$$6,99 \text{ MPa} \leq 7,43 \text{ MPa} \quad (\text{cumple})$$

Esfuerzo de compresión máximo (σ_{\max})

El esfuerzo de compresión máximo determinado a través de la ecuación 5.128 debe ser mayor al actuante.

$$\sigma_{\max} = 1 \times G_{\min} \times S \left(1 - 0,2 \left(\frac{\theta_s}{n} \right) \right) \quad (5.128)$$

$$\sigma_{\max} = 1 \times 0,95 \times 9,00 \left(1 - 0,2 \left(\frac{0,011}{16} \right) \right)$$

$$\sigma_{\max} = 7,46 \text{ MPa} \geq \sigma_s$$

$$7,46 \text{ MPa} \geq 7,43 \text{ MPa} \quad (\text{cumple})$$

Esfuerzo crítico de estabilidad (σ_{cr})

El esfuerzo de crítico de estabilidad determinado a través de las ecuaciones 5.129, 5.130 y 5.131 debe ser mayor al esfuerzo de compresión actuante y de esta manera se garantiza la estabilidad del apoyo móvil limitando la compresión promedio a la mitad de la tensión de pandeo estimado.

$$A = \frac{1,92 \times \frac{h_{rt}}{L}}{s \sqrt{\left(1 + 2 \frac{L}{w} \right)}} \quad (5.129)$$

$$A = \frac{1,92 \times \frac{340}{627}}{9 \sqrt{\left(1 + 2 \frac{627}{850} \right)}}$$

$$A = 0,073$$

$$B = \frac{2,67}{s(s+2) \left(1 + \frac{L}{4w} \right)} \quad (5.130)$$

$$B = \frac{2,67}{9(9+2) \left(1 + \frac{627}{4 \times 850}\right)}$$

$$B = 0,023$$

$$\sigma_{cr} = \frac{G_{min}}{2 \times A-B} \quad (5.131)$$

$$\sigma_{cr} = \frac{0,95}{2 \times 0,073 - 0,023}$$

$$\sigma_{cr} = 7,72 \text{ MPa} \geq \sigma_s$$

$$7,72 \text{ MPa} \geq 7,43 \text{ MPa} \quad (\text{cumple})$$

Espesor de las placas de refuerzo (h_s)

El refuerzo debe soportar el esfuerzo de tracción producida por la compresión del elastómero para lo cual se determina un espesor mínimo dado por la ecuación 5.132 y 5.133 de entre las cuales se elige el mayor valor.

$$h_s \geq \frac{3 \times h_{ri} \times \sigma_s}{f_y} \quad (5.132)$$

$$h_s \geq \frac{3 \times 20 \times 7,43}{345}$$

$$h_s \geq 1,29 \text{ mm}$$

$$h_s \geq \frac{2 \times h_{ri} \times \sigma_L}{\Delta F_T} \quad (5.133)$$

$$h_s \geq \frac{2 \times 20 \times 1,61}{165}$$

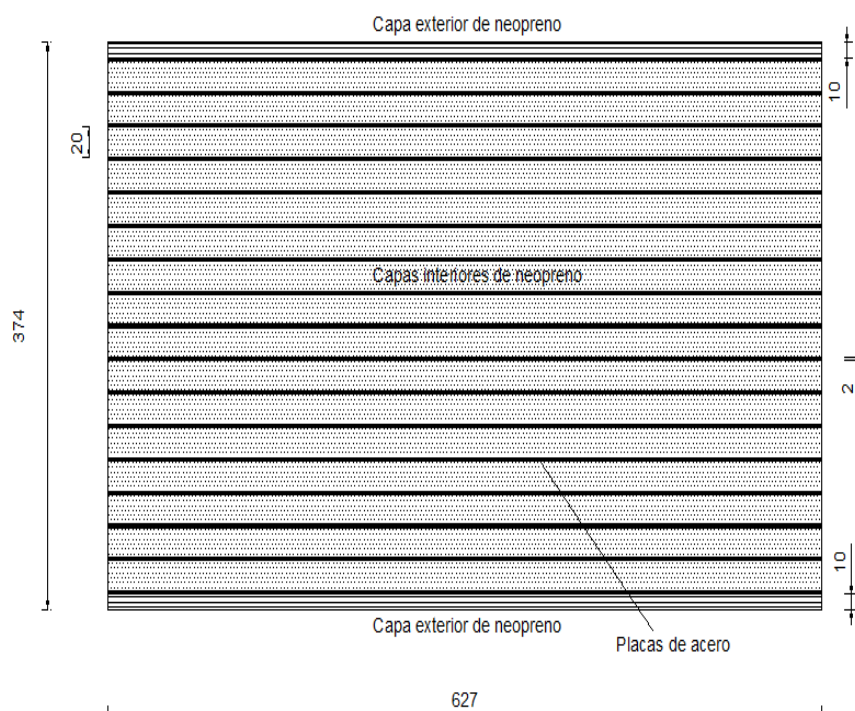
$$h_s \geq 0,39 \text{ mm}$$

$$h_s = 2 \text{ mm}$$

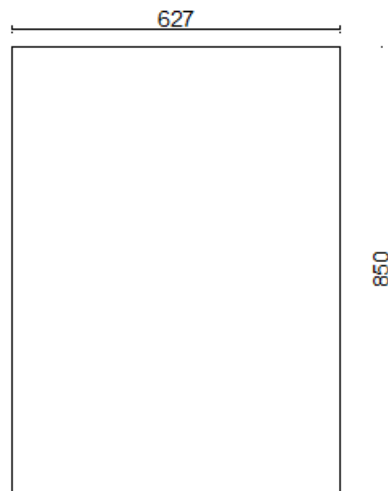
Resumen de las características de los elementos del aparato de Apoyo móvil

Aparato de Apoyo Móvil de Neopreno de Dureza 60 y placas de acero de $f_y = 345$ MPa			
Dimensión paralela a la luz del puente (L) = 627 mm			
Dimensión perpendicular a la luz (W)= 850 mm			
ELEMENTOS	ESPESOR (mm)	NUMERO	ESPESOR PARCIAL (mm)
Capas interiores	20	16	320
Capas exteriores	10	2	20
Placas de acero	2	17	34
Espesor total (mm)			374

Resumen de las características del aparato de apoyo móvil



Dimensiones en elevación del aparato de apoyo móvil [mm]



Dimensiones en planta del aparato de apoyo móvil [mm]

Método constructivo

Una vez construida la subestructura del puente se procede a la de la superestructura respetando las especificaciones de los materiales detalladas en los planos. La secuencia de construcción de los diferentes elementos de la superestructura es la siguiente:

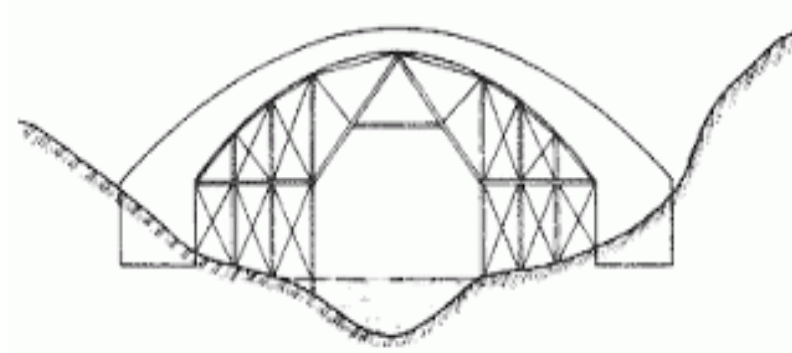
1. Ubicación de los aparatos de apoyo

Se ubican dos aparatos de apoyo móviles de neopreno al inicio del puente y dos aparatos de apoyo fijos tipo caja al final del mismo el eje de cada uno de estos aparatos de apoyo coinciden con los ejes longitudinales de las vigas de borde y a las distancias especificadas en los planos, los apoyos se construyen de acuerdo a los detalles indicados en los planos [68].

2. Encofrado y armado de las vigas de borde, tablero, aceras y protecciones laterales vehiculares

Para la realización del encofrado que soporta el tablero, vigas de borde de hormigón armado y demás elementos que conforman la superestructura se utiliza madera que debe ser impermeable y con la suficiente rigidez para impedir la distorsión ejercida por la presión del hormigón, peso propio de los arcos de acero, arriostramientos o de otras cargas relacionadas con el proceso de construcción. Este tablero de madera para encofrado debe estar soportado por una estructura de cimbras metálicas conformada por tubos de acero de 48,30 mm de diámetro ubicada en la parte inferior [68].

Una vez instaladas las cimbras metálicas (véase la figura 5.78] que soportan el tablero de madera para encofrado se procede al armado del acero de refuerzo que se especifica en los planos para las vigas de borde, tablero, protecciones laterales vehiculares y aceras, las vigas de borde deben contener además de su armadura de refuerzo las respectivas vainas en sentido longitudinal que contienen los cables de postensado y también deben ubicarse ductos de anclaje a lo largo del eje longitudinal de las vigas de borde en las coordenadas especificadas en los planos para el anclaje de cada uno de los tirantes que conectan los arcos con las vigas de borde [68].



Encofrado inferior tipo cimbra [66].

3. Hormigonado de las vigas de borde

Una vez encofradas las vigas de borde se procederá al hormigonado de las mismas, el hormigón debe vaciarse lo más exactamente posible en su posición definitiva con una caída libre menor a 1,20 m y a una distancia horizontal menor a 1,50 m, la colocación del hormigón debe realizarse en capas de espesor menor a los 30 cm, el hormigón debe ser vibrado penetrando en cada capa colocada de tal manera que tengamos una masa homogénea, densa y sin segregación. Se debe tomar en cuenta de colocar los arranques de los arcos de acero al inicio y final de cada una de las vigas de borde, continuamos con la colocación de los cables de postensado cuyo número, ubicación y carga de postensado están especificados en los planos [68].

Durante el fraguado del hormigón deben respetarse los tiempos de curado del hormigón determinados por las especificaciones generales de la construcción de caminos y puentes [68] (figura 5.79), el curado se lo realiza mediante riego de agua [68].

Se debe respetar un plazo de 28 días para la obtención de la resistencia según las especificaciones técnicas aprobadas antes de proceder al postensado de cables.

DESCRIPCIÓN	TIPO DE CEMENTO	DIAS REQUE- RIDOS PARA EL CURADO
Las superficies superiores de losas de puentes, las losas superiores de alcantarillas sujetas al tráfico directo y hormigón para recubrimiento	I o III	8
	II o I/II*	10
	Todos los tipos con agregados livianos	10
Hormigón para pilotes	Todos	6

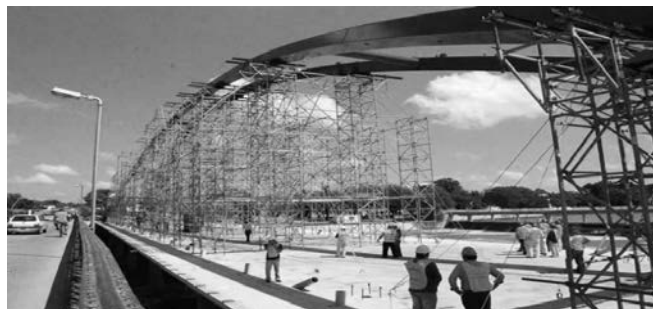
Tiempos de curado [68]

4. Construcción de los arcos y arriostramientos

Para la construcción de los arcos se utilizan también cimbras metálicas superiores conformadas por tubos de 48,30 mm de diámetro ubicadas sobre el tablero de madera de encofrado, se ubican y sueldan cada uno de los tramos de los perfiles que conforman los arcos.

La soldadura se realiza siguiendo los requerimientos estipulados por la última edición de la publicación AWS D 2.0, “Especificaciones estándar de soldadura para puentes de carretera y ferrocarriles” (“Estandar Especifications for welded Highway and rail Bridges”) [68], las partes que están expuestas a la vista deben tener un acabado nítido, el cizallamiento, el martilleo o cincelamiento, se deben ejecutar en forma precisa y cuidadosa, todas las esquinas y filos agudos, así como filos que puedan producir cortes y asperezas durante el manejo y erección deben ser redondeados [68].

Se ubican además los arriostramientos superiores que unen los arcos, posteriormente se colocan y tensionan los tirantes ubicados según las coordenadas especificadas en los planos a lo largo de los arcos, finalmente retiramos las cimbras metálicas superiores de soporte [68].



Encofrado para arcos tipo cimbra [67]

5. Desencofrado de las vigas de borde

Una vez contruidos los arcos con sus arriostramientos desencofraremos las vigas de borde, se colocan y se tensan los tirantes en las ubicaciones respectivas a lo largo de las vigas de borde.

6. Hormigonado del tablero y aceras

Procedemos a hormigonar el tablero y las aceras en estas últimas se deben colocar de las bases de soporte de las protecciones laterales peatonales, hasta esta etapa un está actuando la cimbra inferior y el tablero de madera, se debe cumplir los mismos requerimientos del procedimiento de hormigonado descritas para el hormigonado de las vigas de borde [68].

Durante el fraguado deben respetarse los tiempos de curado del hormigón determinados por las especificaciones generales de la construcción de caminos y puentes [68] (figura 5.79), el curado del hormigón se realiza mediante riego de agua.

Se debe respetar un plazo de 28 días para la obtención de la resistencia según las especificaciones técnicas aprobadas.

7. Desencofrado de tablero y aceras

Una vez fraguado el hormigón procedemos a retirar las cimbras metálicas inferiores y el tablero de madera que sirvieron de soporte y enconfrado respectivamente.

8. Encofrado y hormigonado de las protecciones laterales vehiculares

Retirados los encofrados del tablero encoframos las protecciones laterales vehiculares y las fundimos para luego retirar los encofrados

Durante el fraguado deben respetarse los tiempos de curado del hormigón determinados por las especificaciones generales de la construcción de caminos y puentes (figura 5.79), el curado del hormigón se realiza mediante riego de agua [68].

Se debe respetar un plazo de 28 días para la obtención de la resistencia según las especificaciones técnicas aprobadas.

9. Colocación de las protecciones laterales peatonales

Finalmente se sueldan los postes de las protecciones laterales peatonales en las bases predispuestas sobre las aceras para después soldar los pasamanos.

CAPITULO 6. ANALISIS ECONOMICO

Metodología de análisis

La elaboración del presupuesto sigue la siguiente metodología de análisis [69]:

1. Lista de rubros

Los rubros corresponden a un subprocesos de construcción que se representan como ítems del presupuesto y tienen su propia unidad de medida, están compuestos por los costos de materiales, mano de obra y equipos que intervienen en el mismo.

Debemos establecer una lista de rubros que deriva del proceso constructivo a seguir durante la ejecución del proyecto.

2. Calculo de volúmenes de obra

Los volúmenes de obra corresponden a la cantidad de cada rubro que se debe ejecutar durante la construcción y se los calcula en las unidades en las que está expresados los rubros también se encuentra parte de esta información en los planos de construcción.

3. Análisis de precios unitarios

El análisis de precios unitarios corresponde a la determinación del precio por unidad de rubro tomando en cuenta los costos directos e indirectos.

Costos directos (CD):

Estos costos se derivan directamente de las tareas a realizar durante la construcción y son:

Materiales

Mano de Obra

Equipos

Costos indirectos (CI):

Estos costos no se derivan directamente de las tareas a realizar durante la construcción pero son indispensables para la realización de la misma, representa un porcentaje de los costos directos y considera:

- **Costo indirecto de administración central (C.I.A.C):** está relacionado con los gastos en los que incurre la empresa para su funcionamiento.

$$4\% \leq C.I.A.C = \frac{\text{Presupuesto de operación anual}}{\text{inversión media anual}} \leq 6\% \quad (6.1)$$

Asumimos C.I.A.C = 4 %

- **Costo indirecto de administración de obra (C.I.A.O):** está relacionado con el personal técnico, administrativo y de servicios que utiliza la empresa para la ejecución de la obra.

-

$$7\% \leq C.I.A.O = \frac{\text{Presupuesto de Operación de la obra}}{\text{Costo directo total de la obra}} \leq 10\% \quad (6.2)$$

Asumimos C.I.A.C = 7 %

- **Imprevistos (IM):** son un costo que cubre condiciones especiales que se pueden presentar durante la obra.

$$3\% \leq IM \leq 5\% \quad (6.3)$$

Asumimos IM = 3 %

- **Costos financieros, garantías e impuestos:**

Financieros (CF): corresponde al interés del capital utilizado para poner en marcha la ejecución de la obra

$$CF(\%) = \frac{\text{Interés}}{\text{costo directo total}} * 100 \quad (6.4)$$

Garantías (G):

Seriedad de la oferta: corresponde a un 2% del presupuesto referencial

Anticipo: corresponde al porcentaje que representa el anticipo entregado para la obra respecto al costo directo total de la misma.

Fiel cumplimiento (FC): corresponde al porcentaje que representa el 5% del costo total de la obra respecto al costo directo total de la obra

Impuestos (I): se calcula sobre la diferencia entre ingresos y egresos y corresponde a un 25 % de ese saldo.

$$3\% \leq CF + G + I \leq 6\% \quad (6.5)$$

Asumimos IM = 3 %

- **Utilidad (U):** es el monto de ganancia que percibe el contratista de la obra.

$$8\% \leq U \leq 12\% \quad (6.6)$$

Asumimos IM = 8 %

$$CI = CIAC + CIAO + IM + (CF + G + I) + U \quad (6.7)$$

$$CI = 4 + 7 + 3 + (3) + 8$$

$$CI = 25 \% \text{ Porcentaje de costos indirectos a utilizar}$$

Precio unitario (PU): es el valor que representa la sumatoria de costos directos e indirectos.

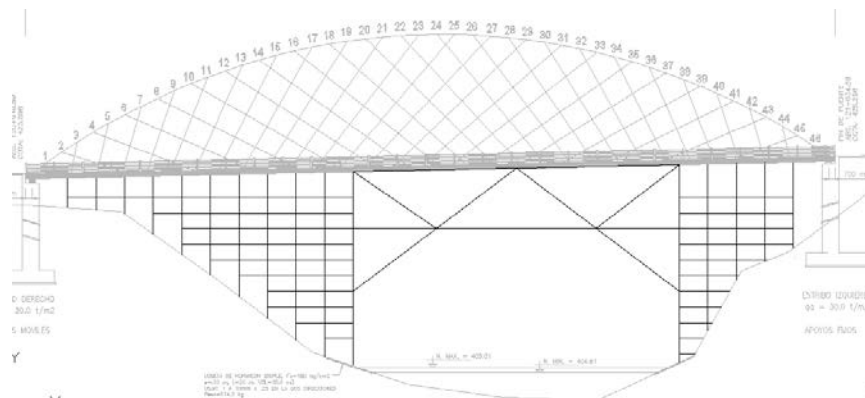
4. Presupuesto

El presupuesto corresponde al gasto a realizar, contiene cada uno de los rubros que se ejecutarán durante la construcción del puente y refleja el costo total del proyecto, en nuestro caso en dólares estadounidenses que se requiere para la construcción del mismo.

Cálculo de cantidades de obra

La mayoría de las cantidades de obra de los diferentes elementos estructurales han sido determinadas y resumidas en los planos, las demás cantidades de obra que se requieren calcular para la elaboración del presupuesto se detallan a continuación:

1. Cimbra metálica de encofrado inferior



Cimbra inferior (plano xy)

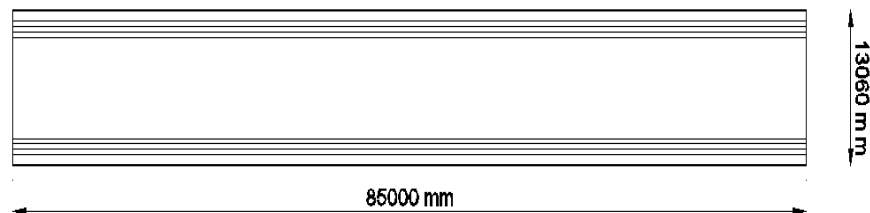
Diámetro del tubo (mm)= 48,30

Longitud total de tubos en el plano xy (mm/plano) = 492211

Número de planos xy en el ancho del puente @ 2m (planos) = 7

Longitud total planos (xy) (mm)= $492211 \times 7 = 3445477$
 Número de tubos perpendiculares al plano (tubos)= 115
 Longitud /tubo perpendicular al plano (mm/tubo)= 13060
 Tubos perpendiculares al plano xy (mm)= $13060 \times 115 = 1501900$
 Longitud total de tubos (mm)= 4947377
 Número de tubos de 6000 mm = 825 tubos en **85 m**

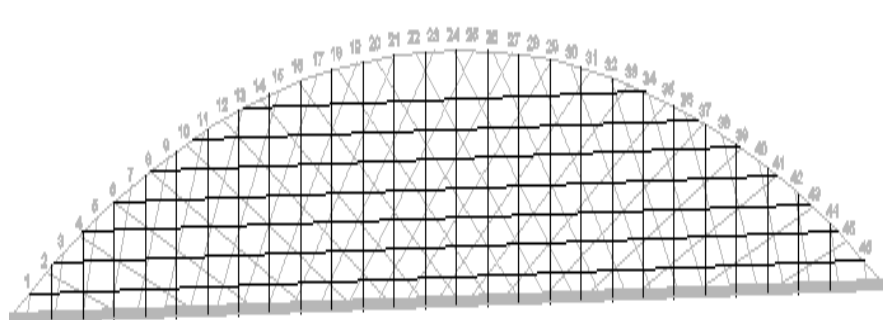
2. Tablero de madera de encofrado



Planta del puente

Longitud del puente (mm) = 85000
 Ancho del puente (mm) = 13060
 Área (mm²) = 1110100000
 Área (m²) = **1110,10**

3. Cimbra metálica de encofrado superior

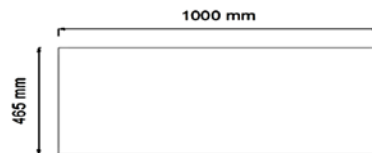


Cimbra superior (plano xy)

Diámetro del tubo (mm)= 48,30
 Longitud total de tubos en el plano xy (mm/plano) = 678958

Número de planos xy en el ancho del puente @ 2m (planos) = 5
 Longitud total planos (xy) (mm)= 678958 X 7 = 4752706
 Número de tubos perpendiculares al plano (tubos)= 148
 Longitud /tubo perpendicular al plano (mm/tubo)= 10260
 Tubos perpendiculares al plano xy (mm)= 10260* 148 =1518480
 Longitud total de tubos (mm)= 6271186
 Número de tubos de 6000 mm = 1045 tubos en **85 m**

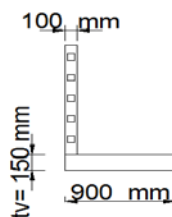
4. Encofrados de vigas de borde



Viga de borde

Longitud del puente (m) = 85 m
 Longitud a encofrar en vigas de borde (m)= 85 x4 = 340
 Altura a encofrar en vigas de borde (m)= 0,465
 Área a encofrar en vigas de borde (m²)= **158,10 m²**

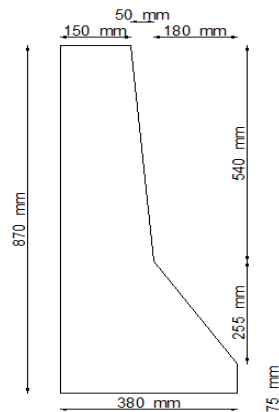
5. Encofrados de aceras



Aceras

Longitud del puente (m) = 85 m
 Longitud a encofrar en vigas de borde (m)=2(85+2*0,9)=173,60
 Altura a encofrar en vigas de borde (m)= 0,15
 Área a encofrar en vigas de borde (m²)= 173,60 x 0,15 = **26,04**

6. Encofrados de protecciones laterales vehiculares



Protecciones laterales vehiculares

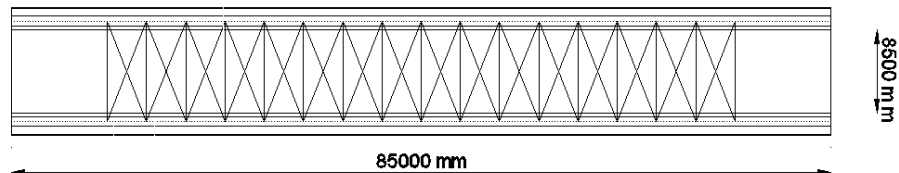
Longitud del puente (m) = 85 m

Longitud a encofrar en PLV (m) = 1,80 m

Área a encofrar en PLV (m²) = 85 x 1,80 = 153 m²

Área total a encofrar en PLV (m²) = 153 x 2 = **306 m²**

7. Capa de rodadura



Planta del puente

Longitud del puente (mm) = 85000

Ancho de carpeta (mm) = 8500

Área (mm²) = 722500000

Área (m²) = **722,50**

Análisis de precios unitarios

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Aparato de apoyo fijo			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: u					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
100	Aparato de apoyo tipo caja	u	4000	1	4000,00
				Σ1=	4000,00
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (u/h)	SUBTOTAL
200	Peón	3	2,78	2	4,17
201	Operador de cargadora frontal	1	3,02	2	1,51
				Σ2=	5,68
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (u/h)	SUBTOTAL
300	Cargadora frontal	1	43,91	2	21,96
				Σ3=	21,96
				CD=	4027,64
				CI=25%CD=	1006,91
				PU=	5034,54

Precio unitario Aparato de apoyo fijo

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Aparato de apoyo móvil			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: u					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
101	Aparato de apoyo de neopreno	u	2800	1	2800,00
				Σ1=	2800,00
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (u/h)	SUBTOTAL
200	Peón	3	2,78	2	4,17
201	Operador de cargadora frontal	1	3,02	2	1,51
				Σ2=	5,68
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (u/h)	SUBTOTAL
300	Cargadora frontal	1	43,91	2	21,96
				Σ3=	21,96
				CD=	2827,64
				CI=25%CD=	706,91
				PU=	3534,54

Precio unitario Aparato de apoyo móvil

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Cimbra inferior metálica			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: m					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
102	Tubo galvanizado 6m diámetro=1"	u	26,06	10,00	260,60
				Σ1=	260,60
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
200	Peón	3	2,78	1	8,34
				Σ2=	8,34
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,42	1	0,42
				Σ3=	0,42
				CD=	269,36
				CI=25%CD=	67,34
				PU=	336,70

Precio unitario Aparato cimbra inferior metálica

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Tablero de madera para encofrado			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: m ²					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
103	Tablón seike 2,4 x 0,04 x 0,27 m	u	15,12	1,50	22,68
				Σ1=	22,68
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
200	Peón	2	2,78	1	5,56
				Σ2=	5,56
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (u/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	2	0,28	1	0,56
				Σ3=	0,56
				CD=	28,80
				CI=25%CD=	7,20
				PU=	36,00

Precio unitario tablero de madera para encofrado

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos		Fecha: Agosto-2013			
Rubro: Acero de refuerzo en vigas de borde		Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez			
Unidad: Kg					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
104	Acerode refuerzo de 14 -32 mm	kg	1,39	1,00	1,39
				Σ1=	1,39
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	2	2,78	33,55	0,17
202	Fierrero	1	2,82	33,55	0,08
				Σ2=	0,25
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	3	0,01	33,55	0,001
305	Cortadora	1	1,5	33,55	0,04
				Σ3=	0,046
				CD=	1,69
				CI=25%CD=	0,42
				PU=	2,11

Precio unitario acero de refuerzo en vigas de borde

Proyecto:	Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa				
Ubicación:	Provincia de Sucumbíos		Fecha:	Agosto-2013	
Rubro:	Acero de refuerzo en Tablero		Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez	
Unidad:	Kg				
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
104	Acero de refuerzo de 14 -32 mm	kg	1,39	1,00	1,39
				Σ1=	1,39
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	3	2,78	33,55	0,25
202	Fierrero	1	2,82	33,55	0,08
				Σ2=	0,33
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	4	0,02	33,55	0,002
305	Cortadora	1	1,5	33,55	0,04
				Σ3=	0,047
				CD=	1,77
				CI=25%CD=	0,44
				PU=	2,21

Precio unitario acero de refuerzo en tablero

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Acero de refuerzo en Aceras			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: Kg					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
104	Acerode refuerzo de 14 -32 mm	kg	1,39	1,00	1,39
				Σ1=	1,39
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	2	2,78	33,55	0,17
202	Fierrero	1	2,82	33,55	0,08
				Σ2=	0,25
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	3	0,01	33,55	0,001
305	Cortadora	1	1,5	33,55	0,04
				Σ3=	0,046
				CD=	1,69
				CI=25%CD=	0,42
				PU=	2,11

Precio unitario acero de refuerzo en aceras

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Acero de refuerzo en P.L. vehiculares			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: Kg					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
104	Acerode refuerzo de 14 -32 mm	kg	1,39	1,00	1,39
				Σ1=	1,39
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	2	2,78	33,55	0,17
202	Fierrero	1	2,82	33,55	0,08
				Σ2=	0,25
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	3	0,01	33,55	0,001
305	Cortadora	1	1,5	33,55	0,04
306	Soldadora	1	2,5	33,55	0,07
				Σ3=	0,120
				CD=	1,76
				CI=25%CD=	0,44
				PU=	2,20

Precio unitario acero de refuerzo en protecciones laterales vehiculares

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río
--

Ubicación: Puchuchoa Provincia de Sucumbíos Rubro: Encofrado de vigas de borde Unidad: m ²					
			Fecha:	Agosto-2013	
			Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez	
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
105	Tabla de copal cepillada 0,20 m	u	4,37	5,00	21,85
				Σ1=	21,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m ² /h)	SUBTOTAL
200	Peón	4	2,78	33,55	0,33
203	Maestro de obra	1	2,94	33,55	0,09
				Σ2=	0,42
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m ² /h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	5	0,02	33,55	0,003
				Σ3=	0,003
				CD=	22,27
				CI=25%CD=	5,57
				PU=	27,84

Precio unitario encofrado de vigas de borde

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Ubicación: Puchuchoa Provincia de Sucumbíos Rubro: Hormigón en vigas de borde Unidad: m ³					
			Fecha:	Agosto-2013	
			Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez	
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
106	Hormigón premezclado 60 Mpa	m ³	126,20	1,00	126,20
				Σ1=	126,20
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m ³ /h)	SUBTOTAL
200	Peón	12	2,78	1,19	28,06
203	Maestro de obra	1	2,94	1,19	2,47
204	Operador de maquinaria liviana	1	2,94	1,19	2,47
				Σ2=	33,00
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m ³ /h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	1,65	1,19	1,39
302	vibrocompactador	4	2,13	1,19	7,17
				Σ3=	8,553
				CD=	167,75
				CI=25%CD=	41,94
				PU=	209,69

Precio unitario hormigón en vigas de borde

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Cables de presfuerzo			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: m					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
107	Cables de presfuerzo N° 15	m	9,42	1,00	9,42
114	Vaina contenedora	m	1	1	1,00
				Σ1=	10,42
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	85,00	0,20
203	Maestro de obra	1	2,94	85,00	0,03
				Σ2=	0,23
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
303	Gato hidroneumático	1	3,75	85,00	0,044
305	Cortadora	1	1,5	85,00	0,02
				Σ3=	0,062
				CD=	10,71
				CI=25%CD=	2,68
				PU=	13,39

Precio unitario cables de presfuerzo

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		
Rubro: Cimbra metálica para construcción de arcos			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
Unidad: m					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
102	Tubo galvanizado 6m diámetro=1"	u	26,06	12,00	312,72
				Σ1=	312,72
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
200	Peón	4	2,78	1	11,12
				Σ2=	11,12
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,56	1	0,56
				Σ3=	0,56
				CD=	324,40
				CI=25%CD=	81,10
				PU=	405,50

Precio unitario cimbra metálica para construcción de arcos

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa					
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			Fecha: Agosto-2013		

Rubro: Acero estructural en arcos		Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez			
Unidad: Kg					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
108	Vigas de acero tipo IN	Kg	2,80	1,00	2,80
115	Suelda 60-11	kg	0,01	1,70	0,02
116	Electrodo 70-18	kg	0,01	2,4	0,02
117	Anticorrosivos colores	kg	0,001	11,61	0,01
				$\Sigma 1=$	2,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (Kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	20,00	0,834
203	Maestro de obra	1	2,94	20,00	0,15
205	Operador de equipo pesado	1	2,82	20,00	0,14
206	Soldador	1	3,02	20,00	0,15
				$\Sigma 2=$	1,27
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,06	20,00	0,003
304	Grúa	1	45	20,00	2,25
305	Cortadora	1	1,5	20,00	0,08
306	Soldadora	1	2,5	20,00	0,13
				$\Sigma 3=$	2,45
				CD=	6,58
				CI=25%CD=	1,64
				PU=	8,22

Precio unitario acero estructural en arcos

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa		Fecha: Agosto-2013			
Ubicación: Provincia de Sucumbíos		Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez			
Rubro: Tirantes					
Unidad: m					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
107	Cables de presfuerzo N° 15	m	9,42	7,00	65,94
				$\Sigma 1=$	65,94
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	60,00	0,28
203	Maestro de obra	1	2,94	60,00	0,05
				$\Sigma 2=$	0,33
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m/h)	SUBTOTAL
303	Gato hidroneumático	1	3,75	60,00	0,063
305	Cortadora	1	1,5	60,00	0,03
				$\Sigma 3=$	0,088
				CD=	66,35
				CI=25%CD=	16,59
				PU=	82,94

Precio unitario tirantes

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa		Fecha: Agosto-2013			
Ubicación: Provincia de Sucumbíos		Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez			
Rubro: Acero estructural en travesaños					

Unidad:		Kg			
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
108	Tubo circular e=6mm	Kg	2,80	1,00	2,80
115	Suelda 60-11	kg	0,01	1,70	0,02
116	Electrodo 70-18	kg	0,01	2,4	0,02
117	Anticorrosivos colores	kg	0,001	11,61	0,01
				$\Sigma 1 =$	2,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (Kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	35,00	0,48
203	Maestro de obra	1	2,94	35,00	0,08
205	Operador de equipo pesado	1	2,82	35,00	0,08
206	Soldador	1	3,02	35,00	0,09
				$\Sigma 2 =$	0,73
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,04	35,00	0,001
304	Grúa	1	45	35,00	1,29
305	Cortadora	1	1,5	35,00	0,04
306	Soldadora	1	2,5	35,00	0,07
				$\Sigma 3 =$	1,40
				CD=	4,98
				CI=25%CD=	1,24
				PU=	6,22

Precio unitario acero estructural en travesaños

Proyecto:	Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa			Fecha:	Agosto-2013
Ubicación:	Provincia de Sucumbíos			Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez
Rubro:	Acero estructural en diagonales				
Unidad:	Kg				
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
109	Tubo circular d=120 mm lleno	Kg	2,80	1,00	2,80
115	Suelda 60-11	kg	0,01	1,70	0,02
116	Electrodo 70-18	kg	0,01	2,4	0,02
117	Anticorrosivos colores	kg	0,001	11,61	0,01
				Σ1=	2,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (Kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	25,00	0,67
203	Maestro de obra	1	2,94	25,00	0,12
205	Operador de equipo pesado	1	2,82	25,00	0,11
206	Soldador	1	3,02	25,00	0,12
				Σ2=	1,02
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,05	25,00	0,002
304	Grúa	1	45	25,00	1,80
305	Cortadora	1	1,5	25,00	0,06
306	Soldadora	1	2,5	25,00	0,10
				Σ3=	1,96
				CD=	5,83
				CI=25%CD=	1,46
				PU=	7,29

Precio unitario acero estructural en diagonales

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa		Fecha: Agosto-2013	
Ubicación: Provincia de Sucumbíos			

:					
Rubro:	Hormigón en tablero	Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez			
Unidad:	m ³				
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
106	Hormigón premezclado 60 Mpa	m ³	116,00	1,00	116,00
				Σ1=	116,00
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m³/h)	SUBTOTAL
200	Peón	12	2,78	1,19	28,06
203	Maestro de obra	1	2,94	1,19	2,47
204	Operador de maquinaria liviana	1	2,94	1,19	2,47
				Σ2=	33,00
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m³/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	1,65	1,19	1,39
302	vibrocompactador	4	2,13	1,19	7,17
				Σ3=	8,553
				CD=	157,55
				CI=25%CD=	39,39
				PU=	196,94

Precio unitario hormigón en tablero

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río					
Ubicación: Puchuchoa					
:					
Rubro: Encofrado de aceras			Fecha: Agosto-2013		
Unidad: m ²			Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
105	Tabla de copal cepillada 0,20 m	u	4,37	5,00	21,85
				Σ1=	21,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m²/h)	SUBTOTAL
200	Peón	4	2,78	40,00	0,28
203	Maestro de obra	1	2,94	40,00	0,07
				Σ2=	0,35
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m²/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,02	40,00	0,0004
				Σ3=	0,0004
				CD=	22,20
				CI=25%CD=	5,55
				PU=	27,75

Precio unitario encofrado de aceras

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa Ubicación: Provincia de Sucumbíos Rubro: Hormigón en aceras Unidad: m ³					
			Fecha: Agosto-2013 Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
106	Hormigón premezclado 60 Mpa	m ³	116,00	1,00	116,00
				Σ1=	116,00
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m ³ /h)	SUBTOTAL
200	Peón	12	2,78	1,40	23,83
203	Maestro de obra	1	2,94	1,40	2,10
204	Operador de maquinaria liviana	1	2,94	1,40	2,10
				Σ2=	28,03
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m ³ /h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	1,40	1,40	1,00
302	vibrocompactador	4	2,13	1,40	6,09
				Σ3=	7,087
				CD=	151,12
				CI=25%CD=	37,78
				PU=	188,89

Precio unitario hormigón en aceras

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa Ubicación: Provincia de Sucumbíos Rubro: Encofrado en protecciones laterales vehiculares Unidad: m ²					
			Fecha: Agosto-2013 Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez		
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
105	Tabla de copal cepillada 0,20 m	u	4,37	5,00	21,85
				Σ1=	21,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m ² /h)	SUBTOTAL
200	Peón	4	2,78	50,00	0,22
203	Maestro de obra	1	2,94	50,00	0,06
				Σ2=	0,28
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m ² /h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,01	50,00	0,0003
				Σ3=	0,0003
				CD=	22,13
				CI=25%CD=	5,53
				PU=	27,66

Precio unitario encofrado en protecciones laterales vehiculares

Proyecto:	Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa
------------------	---

Ubicación:		Provincia de Sucumbíos		Fecha:	Agosto-2013
Rubro:		Hormigón en protecciones laterales vehiculares		Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez
Unidad:		m ³			
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
110	Hormigón premezclado 25 Mpa	m ³	84,00	1,00	84,00
				Σ1=	84,00
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m ³ /h)	SUBTOTAL
200	Peón	12	2,78	1,40	23,83
203	Maestro de obra	1	2,94	1,40	2,10
204	Operador de maquinaria liviana	1	2,94	1,40	2,10
				Σ2=	28,03
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m ³ /h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	1,40	1,40	1,00
302	vibrocompactador	4	2,13	1,40	6,09
				Σ3=	7,087
				CD=	119,12
				CI=25%CD=	29,78
				PU=	148,89

Precio unitario hormigón en protecciones laterales vehiculares

Proyecto:		Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa		Fecha:	Agosto-2013
Ubicación:		Provincia de Sucumbíos		Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez
Rubro:		Acero estructural en postes			
Unidad:		Kg			
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
111	Tubo cuadrado 100 x 100 x 3	Kg	2,80	1,00	2,80
115	Suelda 60-11	kg	0,01	1,70	0,02
116	Electrodo 70-18	kg	0,01	2,4	0,02
117	Anticorrosivos colores	kg	0,001	11,61	0,01
				Σ1=	2,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (Kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	40,00	0,42
203	Maestro de obra	1	2,94	40,00	0,07
205	Operador de equipo pesado	1	2,82	40,00	0,07
206	Soldador	1	3,02	40,00	0,08
				Σ2=	0,64
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,03	40,00	0,00
304	Grúa	1	45	40,00	1,13
305	Cortadora	1	1,5	40,00	0,04
306	Soldadora	1	2,5	40,00	0,06
				Σ3=	1,23
				CD=	4,71
				CI=25%CD=	1,18
				PU=	5,89

Precio unitario acero estructural en postes

Proyecto:		Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa		Fecha:	Agosto-2013
Ubicación:		Provincia de Sucumbíos		Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez
Rubro:		Acero estructural en pasamanos			

Unidad: Kg					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
112	Tubo cuadrado 60 x 60 x 3	Kg	2,80	1,00	2,80
115	Suelda 60-11	kg	0,01	1,70	0,02
116	Electrodo 70-18	kg	0,01	2,4	0,02
117	Anticorrosivos colores	kg	0,001	11,61	0,01
				Σ1=	2,85
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (Kg/h)	SUBTOTAL
200	Peón	6	2,78	40,00	0,42
203	Maestro de obra	1	2,94	40,00	0,07
205	Operador de equipo pesado	1	2,82	40,00	0,07
206	Soldador	1	3,02	40,00	0,08
				Σ2=	0,64
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (kg/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,03	40,00	0,00
304	Grúa	1	45	40,00	1,13
305	Cortadora	1	1,5	40,00	0,04
306	Soldadora	1	2,5	40,00	0,06
				Σ3=	1,23
				CD=	4,71
				CI=25%CD=	1,18
				PU=	5,89

Precio unitario acero estructural en pasamanos

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Ubicación: Puchuchoa Ubicación: Provincia de Sucumbios Rubro: Capa de rodadura Unidad: m ²					
			Fecha:	Agosto-2013	
			Elaborado por:	Rodrigo Castillo Pérez	
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
113	Mezcla asfáltica	m ³	99,87	0,05	4,99
				Σ1=	4,99
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m ² /h)	SUBTOTAL
200	Peón	16	2,78	145,00	0,31
205	Operador de equipo pesado	2	2,82	145,00	0,04
				Σ2=	0,35
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m ² /h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,017	145,00	0,000
305	Imprimador asfáltico	1	50,00	145,00	0,34
305	Rodillo neumático	1	20,00	145,00	0,14
				Σ3=	0,48
				CD=	5,82
				CI=25%CD=	1,46
				PU=	7,28

Precio unitario capa de rodadura

Proyecto: Superestructura del Puente sobre el río Puchuchoa		Fecha: Agosto-2013			
Ubicación: Provincia de Sucumbíos		Elaborado por: Rodrigo Castillo Pérez			
Rubro: Juntas de expansión					
Unidad: m					
CODIGO	A. MATERIALES	U	C.U.	CANTIDAD	SUBTOTAL
113	Junta expansiva	m	5000,00	1,00	5000,00
				Σ1=	5000,00
CODIGO	A. MANO DE OBRA	N°	SRH (\$/h)	REND (m²/h)	SUBTOTAL
200	Peón	16	2,78	4,76	9,34
203	Maestro de obra	1	2,94	4,76	0,62
				Σ2=	9,96
CODIGO	A. EQUIPO Y HERRAMIENTA	N°	COSTO (\$/h)	REND (m²/h)	SUBTOTAL
301	Herramienta menor = (5% MDO)	1	0,498	4,76	0,105
307	Imprimador asfáltico	1	50,00	4,76	10,50
308	Rodillo neumático	1	20,00	4,76	4,20
309	Cortadora de asfalto	1	14	4,76	2,94
				Σ3=	17,75
				CD=	5027,71
				CI=25%CD=	1256,93
				PU=	6284,64

Precio unitario juntas de expansión

Presupuesto

Una vez conocidas todas las cantidades y precios unitarios (PU) de cada uno de los rubros se elabora una tabla semejante a la tabla 6.26 que nos permite calcular los subtotales de cada uno de los rubros al multiplicar la cantidad del rubro por el precio unitario del mismo, después al realizar la sumatoria de todos los subtotales correspondientes a cada rubro obtenemos finalmente el gasto total a realizar en la construcción del puente en arco Atirantado tipo Network sobre el río Puchuchoa lo que representa el presupuesto necesario para la obra [69].

PRESUPUESTO DE LA CONSTRUCCION DE LA SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE EN ARCO ATIRANTADO TIPO NETWORK					
Código	Rubro	Unidad	Cantidad	PU	Total
001	Aparato de apoyo fijo	u	2	5034,54	10069,09
002	Aparato de apoyo móvil	u	2	3534,54	7069,09
003	Cimbra metálica inferior para encofrado	m	85,00	336,70	28619,18
004	Tablero de madera para encofrado	m ²	110,10	36,00	3963,05
005	Acero de refuerzo en vigas de borde	Kg	5319,00	2,11	11207,09
006	Acero de refuerzo del tablero	Kg	52972,00	2,21	117155,40
007	Acero de refuerzo en aceras	Kg	19447,00	2,11	40974,66
008	Acero de refuerzo en protecciones vehiculares	Kg	4112,00	2,20	9046,95
009	Encofrado de vigas de borde	m ²	158,10	27,84	4401,54
010	Hormigón en vigas de borde	m ³	79,05	209,69	16576,08
011	Cables de presfuerzo	m	173,11	13,39	2318,10
012	Cimbra metálica para construcción de los arcos	m	85,00	405,50	34467,08
013	Acero estructural en arcos	Kg	104281,35	8,22	857086,13
014	Tirantes	m	1168,54	82,94	96922,36
015	Acero en travesaños	Kg	2531,09	6,22	15748,02
016	Acero en diagonales	Kg	21119,26	7,29	153891,74
017	Hormigón en tablero	m ³	366,00	196,94	72080,44
018	Encofrado aceras	m ²	26,04	27,75	722,67
019	Hormigón en aceras	m ³	22,95	188,89	4335,12
020	Encofrado protecciones laterales vehiculares	m ²	306,00	27,66	8465,29
021	Hormigón en protecciones vehiculares	m ³	33,48	148,89	4984,98
022	Acero estructural en postes	Kg	427,12	5,89	2515,36
023	Acero estructural en pasamanos	Kg	2290,52	5,89	13489,15
024	Capa de rodadura	m ²	722,50	7,28	5258,02
025	Juntas de expansión	m	6284,64	26,12	164154,86
COSTO TOTAL (\$)					1685521,45

Presupuesto de la superestructura del puente en Arco Atirantado tipo
Network sobre el río Puchuchoa

CAPITULO 7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Conclusiones

1. El puente cuyo diseño preliminar se realiza en el presente trabajo de graduación está conformado por varios elementos estructurales de diversos materiales y secciones transversales entre los cuales tenemos:
 - Arcos de acero de directriz circular tipo A572 G50 de un $f_y=344,86$ MPa, la sección transversal de ambos arcos corresponde a una viga tipo I de 600 mm x 650 mm y un espesor de alas y alma de 50 mm,
 - Tirantes conformados de cables acero de alta resistencia tipo ASTM A416 G180 de un $f_y= 1860$ MPa, utilizamos 46 tirantes en cada arco colocados a una equidistancia de 1884 mm a lo largo de cada eje longitudinal de los arcos y con un ángulo de inclinación de 42° formado entre los radios que generan los arcos y cada tirante, los tirantes está formados por 7 cables cada uno y cada cable tiene un diámetro de 15,24 mm, el tirante más pequeño tiene una longitud de 1062 mm y el más largo es de 18464 mm,
 - Arriostramientos superiores de los arcos que están conformados por travesaños de acero tipo A500 GA de un $f_y= 228$ MPa y diagonales de acero tipo AISI-SAE 1020 de un $f_y=205$ MPa, los travesaños tienen una sección transversal tubular de un diámetro exterior de 145 mm y un espesor de 6 mm, las diagonales tienen una sección transversal de disco macizo de un diámetro de 120 mm,

- Tablero es de hormigón armado de un $f'c = 50 \text{ MPa}$ y acero de refuerzo de $f_y = 420 \text{ MPa}$, el ancho del tablero es de 8500 mm con un espesor de 465 mm,
 - Vigas de borde de hormigón armado presforzado, el hormigón tiene un $f'c = 60 \text{ MPa}$, el acero de refuerzo tiene un $f_y = 420 \text{ MPa}$ y el acero de presfuerzo es acero de alta resistencia tipo ASTM A416 G180 de un $f_y = 1860 \text{ MPa}$, la sección transversal de las vigas de borde tienen un ancho de 1000 mm y un espesor de 465 mm,
 - Protecciones laterales peatonales compuestas por postes y pasamanos tipo tubo cuadrado de acero tipo A500 GB de un $f_y = 268 \text{ MPa}$ y, los postes exteriores de un módulo de 6000 mm de las protecciones laterales peatonales tienen una sección transversal de 100 mm x 100 mm y un espesor de 3 mm, el poste interior de dicho módulo tienen una sección transversal de 100 mm x 100 mm con un espesor de 3 mm, los pasamanos tienen una sección transversal de 60 mm x 60 mm y un espesor de 3 mm,
 - Protecciones laterales vehiculares macizas de hormigón armado $f'c = 25 \text{ MPa}$, el acero de refuerzo tiene un $f_y = 420 \text{ MPa}$, la sección transversal de las protecciones laterales vehiculares se ve representada en la figura 5.41.
2. En caso de requerir la construcción del puente debemos tener en cuenta que se requiere diseñar cada una de las conexiones (ver detalles en el anexo 9) existentes entre los diferentes elementos estructurales tales como:
- Conexión arco –arco: se realiza a través de soldadura y se debe mantener el radio de la directriz circular del arco,
 - Conexión arco- tablero de hormigón: ubicada en los arranques del arco, utiliza una placa horizontal de acero fijada al hormigón

a través de pernos de alta resistencia, dos placas de acero en posición vertical perpendiculares entre sí soldadas sobre la placa horizontal,

- Conexión arco-tirantes: se utilizan cuñas de acero dentadas que aprisionan los cables por fricción,
- Conexión tirantes-tablero de hormigón: se deben dejar ductos a lo largo de los puntos de ubicación de los tirantes a lo largo de la viga de borde y utilizamos cuñas de acero dentadas para el anclaje,
- Conexión entre tirantes: los tirantes deben ir conectados entre sí en cada una de las intersecciones de los mismos para lo cual se utilizan tubos plásticos en los tirantes conectados con cintas de goma,
- Conexión arco – arriostramientos: se utilizan planchas de acero soldadas a los extremos de los arriostramientos (travesaños y diagonales) y luego son soldadas a los arcos,

3. La utilización de la herramienta informática CSI BRIDGE constituye una alternativa de diseño que permite realizar un modelo tridimensional del puente, para lo cual iniciamos con una configuración geométrica de la estructura (dimensiones, tipo de sección transversal y ubicación de los elementos), luego establecemos las características de los materiales de cada elemento estructural, a continuación procedemos a ubicar las cargas de diseño y restricciones de los apoyos requeridas en el análisis, estos datos permiten realizar el análisis estructural para las diferentes combinaciones de carga, por último podemos realizar el diseño de cada elemento estructural en función de las recomendaciones de diseño de la norma AASHTO que el programa trae predeterminadas, cabe mencionar que la interfaz de esta herramienta informática proporciona un área de trabajo intuitiva y fácil de usar,

4. Los arcos han sido utilizados como elementos estructurales desde épocas inmemoriales y la manera de construirlos así como los materiales utilizados han evolucionado conforme el avance de la tecnología de tal manera que debemos seguir buscando la innovación en el uso de este tipo de elementos estructurales,
5. Las recomendaciones de diseño de la “Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte” o por sus siglas en inglés “AASHTO” (American Association of State Highway and Transportation Officials) se enfocan en puentes de tipo convencional, de manera que las limitaciones de diseño no aplican directamente al puente en arco atirantado tipo Network pero se ha tratado cumplir las recomendaciones de tipo general que pudieron ser aplicables como por ejemplo: anchos mínimos de carril, factores de distribución de cargas por vías simultáneamente cargadas, deflexiones máximas, estados límite de diseño, límites de esbeltez, esfuerzos límite de presfuerzo, recomendaciones diseño de apoyos etc,
6. Las recomendaciones de prediseño y disposición de los elementos estructurales sugeridas por el Dr. Ing. Per Tveit, que conforman la superestructura son muy acertadas debido a que durante el diseño se obtuvieron requerimientos muy semejantes a los de prediseño,
7. Según las recomendaciones aplicadas durante el prediseño no utilizamos un presfuerzo transversal en el tablero pero si lo hubiésemos utilizados pudimos obtener secciones más esbeltas en el tablero, vigas de borde, arcos y menores secciones en tirantes debido a que este presfuerzo disminuye los momentos transversales en el tablero y al reducir las secciones reducimos

la carga muerta que soportan los elementos estructurales aunque necesitaríamos cables de presfuerzo transversal,

8. Durante el diseño de los tirantes se pudo notar que la limitante de diseño no es la carga axial que soportan los mismos sino la deflexión máxima,
9. El arco actúa como un cordón superior que soporta las cargas ejercidas en los tirantes que soportan las vigas de borde y el tablero, la disposición de los cables ayuda a que los esfuerzos se distribuyan uniformemente a lo largo de los arcos aunque existe una concentración en los extremos que no es tan excesiva debido al empotramiento del arco con las vigas de borde,
10. Los arriostramientos soportan principalmente cargas axiales que provienen de las cargas de viento y tendencias al volteo en sentido transversal a la luz del puente generadas en los arcos, durante el diseño se apreció que los travesaños soportan sollicitaciones más importantes que las diagonales,
11. El tablero se ha diseñado tomando en cuenta los momentos tanto longitudinales como transversales dando un resultado más completo que el recomendado para diseño de tableros con refuerzo perpendicular al tráfico, mismo que recomienda unas armaduras mínimas de temperatura y distribución para el armado en el sentido longitudinal del puente,
12. Las vigas de borde se diseñan utilizando un presfuerzo longitudinal el cual ayuda a contrarrestar los momentos positivos en el vano y los momentos negativos en los extremos permitiéndonos utilizar al máximo la resistencia a la compresión del hormigón,

13. Los apoyos tanto fijos como móviles se diseñan en base a las recomendaciones de diseño de la norma de la “Asociación Americana de Funcionarios de Carreteras Estatales y Transporte” o por sus siglas en inglés “AASHTO” (American Association of State Highway and Transportation Officials), estos apoyos ayudan a replicar en obra las limitaciones de las restricciones establecidas en el diseño,
14. Los puentes en Arco Atirantado tipo Network son una buena alternativa de diseño para puentes de luces de 80 m ya que aprovecha la distribución de esfuerzos en base a su geometría y establecen una oportunidad de desarrollo tecnológico y económico del país ya que requieren materiales, mano de obra y equipos de alta calidad debido a las particularidades de construcción y comportamiento,
15. El valor más representativo dentro de los rubros del presupuesto corresponde al acero estructural empleado en los arcos que representa un 55 % del costo total,
16. Lo que hace competitivo al puente Network con relación a los puentes convencionales sobre vigas es, el bajo peso de la estructura y las variadas alternativas de montaje,
17. Una complicación que se debe considerar es la dificultad de realizar un montaje rápido de la superestructura en países como el nuestro que no cuentan con la tecnología óptima con relación a la capacidad de carga que poseen las grúas.

Recomendaciones

1. El presente diseño de un puente en Arco Atirantado tipo Network corresponde a una aplicación inicial de la teoría de este tipo de puentes que puede servir como una pauta tanto para profesionales como para estudiantes de Ingeniería Civil,
2. En base a las recomendaciones de diseño se utilizaron dos radios de curvatura en el arco, uno para el tramo central del arco y otro para los extremos del mismo a fin de obtener una mejor distribución de esfuerzos en el arco pero aun así existen concentraciones de esfuerzos en los extremos y aunque no son muy desproporcionadas se debe tratar de realizar un estudio que logre establecer una distribución más uniforme,
3. Este diseño está basado en estudios realizados para puentes de luces más o menos similares a las del puente sobre el río Puchuchoa cuya luz es de 85 m por lo que sería necesario realizar muchos más diseños que tengan como variable la luz del puente y lograr generalizar las recomendaciones de prediseño que agilitarían el diseño de puentes de diferentes luces aplicables en nuestro país,
4. La disposición de los tirantes en el arco está basado en una equidistancia entre los tirantes a lo largo del arco en función de un ángulo de inclinación entre los tirantes y el radio del arco, se recomienda realizar estudios con varios modelos digitales modificando la inclinación de los tirantes para poder establecer la inclinación óptima de los mismos,
5. Los arcos utilizados en el presente trabajo tienen una disposición en el plano vertical pero se recomienda realizar

estudios en donde se consideren inclinaciones de los ejes longitudinales de los arcos con relación al plano vertical hacia el interior del tablero, ya que a nivel estético tendría una importancia relevante,

6. Se recomienda realizar diseños comparativos entre puentes convencionales y puentes en Arco Atirantado tipo Network con la finalidad de establecer relaciones de costos adecuadas a las condiciones nacionales,
7. Se recomienda además incentivar en los estudiantes y en los profesionales de la Ingeniería Civil el uso del paquete computacional CSI BRIDGE ya que constituye una herramienta muy versátil en el diseño de puentes,
8. Se recomienda el diseño de puentes en Arco Atirantado tipo Network debido a que el uso de tirantes delgados son agradables a la vista y no ocultan el paisaje natural o el paisaje urbano detrás de ellos,
9. Se recomienda realizar el diseño de todas las conexiones necesarias de los elementos que se conectan en la superestructura como un posible trabajo de graduación.

BIBLIOGRAFIA

- [1] TVEIT, P. (13 de 10 de 2008). *The network arch*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, THE NETWORK ARCH:

[http://home.uia.no/pert/backup/documents/The_Network_Arch -
Fall_2009.pdf](http://home.uia.no/pert/backup/documents/The_Network_Arch_-_Fall_2009.pdf)

- [2] TVEIT, P. (13 de 10 de 2008). *Systematic thesis on network arches*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, *Systematic thesis on network arches*: <http://home.uia.no/pert/data/Preliminary%20Version%20Systematic%20thesis%20on%20network%20arches.pdf>

- [3] HOANG AN LE , D. M. (05 de 07 de 2011). *Research on the hanger arrangement for the concrete filled steel tubular arch bridge with tie rod and roadway located under arch rib*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, *Research on the hanger arrangement for the concrete filled steel tubular arch bridge with tie rod and roadway located under arch rib*:

<http://www.arch-bridges.cn/ccjc2011/paper/12.pdf>

- [4] AMIN, O. B. (10 de 08 de 2010). *Optimization of hanger arrangement of network arch bridges*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, *Optimization of hanger arrangement of network arch bridges*:

<http://www.iabse-bd.org/old/67.pdf>

- [5] TVEIT, P. (15 de 08 de 2006). *An introduction to the network arch*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *An introduction to the network arch*:

http://home.uia.no/pert/data/An_Introduction_to_the%20Network_Arch.pdf

- [6] BERROCAL DEL AGUA, L. (09 de 2006). *El arco tipo network para los puentes arco con tablero inferior*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, El arco tipo network para los puentes arco con tablero inferior: http://www.network-arch.com/download/graduation_thesis_berrocal.pdf

- [7] MILLANES, Mato. y Carnero Ruiz, A. (2006). *Puente arco sobre el río deba*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, Puente arco sobre el río deba: <http://www.ideam.es/files/articles/Puente%20arco%20sobre%20el%20rio%20Deba.pdf>

[8] PÉREZ, J. y Zabala Jaramillo, C. (01 de 2008). *Diseño de un puente metálico modular para varias luces y cargas según las normas AASHTO 2002 para la empresa KUBIEC S.A.* Recuperado el 12 de 05 de 2012, de *Diseño de un puente metálico modular para varias luces y cargas según las normas AASHTO 2002 para la empresa KUBIEC S.A.*:

<http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/645/8/T-ESPE-025348-4.pdf>

[9] ROMO, M. y Herrera Cevallos M. (2007). *Estudio de puentes atirantados con una aplicación práctica para La ESPE.* Recuperado el 12 de 05 de 2012, de *Estudio de puentes atirantados con una aplicación práctica para La ESPE*:

<http://repositorio.espe.edu.ec/bitstream/21000/1579/1/T-ESPE-025179.pdf>

[10] TVEIT, P. (24 de 03 de 2010). *Preliminary design of network arch road bridges.* Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *Preliminary design of network arch road bridges*:

<http://home.uia.no/pert/data/Preliminary%2093%20%20120%20March%2010.pdf>

[11] SCHANACK, F. (13 de 06 de 2007). *Estabilidad del arco.* Recuperado el 28 de 06 de 2012, de *Estabilidad del arco*:

http://www.esnips.com/displayimage.php?album=721085&pid=5960761#top_display_media

[12] TVEIT, P. (2006). *Efficient utilisation of optimal network arches.* Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *efficient utilisation of optimal network arches*:

<http://home.uia.no/pert/data/Efficient%20Utilisation%20of%20Optimal%20Network%20Arches.pdf>

[13] DE ZOTTI, A; Pellegrino, C. y Modena, C. (09 de 2007). *A parametric study of the hanger arrangement in arch bridges.* Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *A parametric study of the hanger arrangement in arch bridges*:

http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/ARCH07/489_496.pdf

- [14] TVEIT, P. (2009). *Genesis and development of the network arch*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de Genesis and development of the network arch:

<http://home.uia.no/pert/data/Genesis%20and%20Development%20of%20the%20Network%20Arch%20Consept.pdf>
- [15] BEYER, W. (2006). *Diseño de un arco tipo network – puente Schulenburg, Berlín*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *Diseño de un arco tipo network – puente Schulenburg, Berlín*:

http://www.networkarch.com/download/beyer_schulenburgbruecke_2006_espanol.pdf
- [16] HENNINGS MARLANYL, E. (08 de 2006). *Puente en arco tipo network sobre el rio carbon ,departamento Cuzco Perú*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *Puente en arco tipo network sobre el rio carbon ,departamento Cuzco Perú*:

http://www.networkarch.com/download/hennings_calculo_carbon_2006.pdf
- [17] NIKLISON, A. (04 de 2010). *Statical analisys of network arch bridges*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de Statical analisys of network arch bridges: <http://www.cimne.com/cm-master/doc/thesis/niklison-thesis.pdf>
- [18] VARENNES, M. (2001). *Design of a single-track railway network arch bridge*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de Design of a single-track railway network arch bridge:

<http://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:kth:diva-40484>
- [19] SAAVERDRA, M. A. (01 de 2007). *Evaluación de factibilidad estructural de puentes atirantados tipo network como alternativa de puentes en Chile*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *Evaluación de factibilidad estructural de puentes atirantados tipo network como alternativa de puentes en Chile*:

http://www.networkarch.com/download/valenzuela_arco_network_chile_2007_espanol.pdf

- [20] BRUNN, B. y Schanack, F. (08 de 2003). *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the european standards*. Recuperado el 28 de 05 de 2013, de *Calculation of a double track railway network arch bridge applying the european standards*: http://home.uia.no/pert/data/Masters%20theses/diplom_brunn_schanack.pdf
- [21] SAAVEDRA, M. A. (06 de 2010). *Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático. aplicación al puente de Luis E Chile*. Recuperado el 28 de 05 de 2012, de *Refuerzo de puentes existentes por cambio de esquema estático. aplicación al puente de Luis E Chile*: <http://upcommons.upc.edu/pfc/bitstream/2099.1/11943/3/Valenzuela%20Saavedra%20Tesis%20Master.pdf>
- [22] MCCULLOUGH, B. y Thayer, E. S. (1948). Elastic arch bridges. En McCullough, B. y Thayer, E. S., Elastic arch bridges (pág. 365).
- [23] ZAMBRANO, J. (07 de 2011). *La ciencia de los puentes en arco*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *La ciencia de los puentes en arco*: <http://lacienciadelospuentes.blogspot.com/2011/10/sismo-resistencia-en-los-puentes-de.html>
- [24] ANÓNIMO. (2006). *Enciclopedia Cómo funciona 1982*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Enciclopedia Cómo funciona 1982*.
- [25] MAKING THE MODERN WORLD. *Arches*. Inglaterra: Recuperado el 30 de 05 de 2013, de *Bridges*: http://www.makingthemodernworld.org.uk/learning_modules/maths/02.TU.03/?section=4
- [26] MIND, F. H. (2012). *Flickr photography database*. Recuperado el 29 de 05 de 2012, de *Flickr photography database*: <http://flickrhivemind.net/Tags/voussoir/Recent>
- [27] ARTE HISTORIA. *Cloaca maxima de roma. Italia: Autor. La página del Arte y la cultura en Español*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de *La página del Arte y la cultura en Español*: http://www.artehistoria.jcyl.es/obra_maestras/obras/8323.htm

- [28] GENTE ARTE. (2005). Puente Narni. *Italia:Autor. Arte Romano*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de *Arte Romano*:
[provincial/16%201%20Arte%20romano%20provincial%2001%20Puente%20de%20Narni.gif/](http://www.gentearte.com/provincial/16%201%20Arte%20romano%20provincial%2001%20Puente%20de%20Narni.gif/)
- [29] SHARE, B. (2007). *HolidayPlan*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de *HolidayPlan*:
http://webstarter.easily.co.uk/users/www.bargemanholidays.com/index.php?f=data_suggested_program&a=0
- [30] ANÓNIMO. (2012). *Turner y la Acuarela*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de *Turner y la Acuarela*:
<http://www.sofiaoriginals.com/octu71pintura40.htm>
- [31] MATOSINHOS CÁMARA MUNICIPAL (2012). Puentes Históricos . Recuperado el 02 de 06 de 2013, de Puentes Historicos:
http://es.cm-matosinhos.pt/PageGen.aspx?WMCM_Paginald=27627
- [32] EURO TOURS. (2012). *France - la provence and cote d'azur. Francia:Autor*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de Euro Tours:
<http://www.eurotours.com.mt/kportal/portal.asp?module=tours&mode=detail&id=841>
- [33] GALERIA DE JESUS A.V (2012). *Puente de santa trinidad Florencia:Autor*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de Galeria de Jesus A.V:
<http://www.flickr.com/photos/myjesusantonio/7406682172/>
- [34] ARQUIS ARQUITECTURA (2012). Puente de la Concordia - Paris:Autor. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de Arquis Arquitectura:
<http://www.arqhys.com/articulos/puente-concordia-paris.html>
- [35] ALBAIGÈS, J. M. (2012). *Galería de Ingenieros Egregios*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Galería de Ingenieros Egregios:
<http://www.albaiges.com/ingenieros/09revind.htm>

- [36] A, Alonso. (2011). *Puente Eads, San Luis [James B. Eads]*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Puente Eads, San Luis [James B. Eads]: <http://obracivil.info/2011/09/21/el-puente-eads-san-luis-james-b-eads/>
- [37] L, Mike . (2008). *Rocky Creek Bridge*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Rocky Creek Bridge: <http://www.yelp.com>
- [38] MACDONALD, M. (2012). *River Luznice bridge,Czech Republic*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *River Luznice bridge,Czech Republic*: <http://www.transportcareers.mottmac.com/projects/bridges/luznicebridge/>
- [39] WANGANUI. (2008). *New Mangamahu bridge a first for New Zealand:Autor. Media Releases* Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Media Releases*: <http://www.wanganui.govt.nz/news/showNews.asp?id=1346>
- [40] IECA. (2012). *Puentes de hormigón armado España:Autor. Guías Técnicas* Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Guías Técnicas*: http://www.ieca.es/Uploads/docs/ft_Puentes_de_hormig%F3n.pdf
- [41] PROES. (2002). *Viaducto del Naron Madrid:Autor. Proes* Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Proes*: <http://web.proes.es>
- [42] ARENAS Y ASOCIADOS (2012).*Arcos atirantados Zaragoza:Autor. Puente del tercer millenio* Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Puente del tercer millenio*: <http://e-ache.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra108.pdf>
- [43] STEELS, D. (2012). *Structural bar systems* Recuperado el 29 de 05 de 2013, *Structural bar systems*: <http://www.daversteels.co.uk/projects.php%5Eid=16.htm>
- [44] TUFTS (2012). *Bridge Models E.E.U.U.:Autor. Bridge Library* Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Bridge Library*: <http://engineering.tufts.edu/cee/bridges/models/tiedarch/index.asp>

- [45] CINTAC (2012). *Materiales Arcos Chile: Autor. Catálogo Cintac* Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *Catálogo Cintac*:

http://cintac.4salelemon.com/novedades/wpcontent/uploads/2010/03/Insta-panel_Catalogo.pdf
- [46] CASTELLANOS, L. (2009). *Alcance al estudio geológico - geotécnico Puente río Puchuchoa*.
- [47] ACOSTA, M. (2009). Estudio de impacto ambiental para la construcción del puente sobre el Río Puchuchoa, TOENSO, Quito, 2009, 53 páginas
- [48] TOENSO (2008). Informe Hidrológico- Hidráulico. Ecuador, TOENSO, Quito 2009, 71 páginas
- [49] MTOP (2009). Plano de implantación general del puente (alternativa de diseño). Ecuador, TOENSO, Quito, 2009
- [50] RUÍZ HERVÍAS, J. (2010). *tensiones residuales y fallo estructural*. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de *tensiones residuales y fallo estructural*:

http://www.mater.upm.es/docencia/master/ingcivilforense/presentaciones/tens_resid_icf.pdf
- [51] AYABACA, T. (03 de 2012). Apuntes de la cátedra de Puentes. *Cargas*. Universidad Central del Ecuador, Quito, Pichincha, Ecuador.
- [52] American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO). (2009) Especificaciones AASHTO para el diseño de puentes por el método LRFD. Estados Unidos de América
- [53] SIGRAGO- (2009). Base de datos sistema de información geográfica Ecuador, Ministerio de Agricultura, Ganadería, Acuacultura y Pesca (MAGAP)
- [54] CARRERA CASA, J ; Lara Barba, V. y Sánchez Redrobán, S. (2010). Puentes Metalicos. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Puentes Metalicos:

<http://www.monografias.com/trabajos81/puentes-metalicos/puentes-metalicos2.shtml>

- [55] LÓPEZ TERÁN, J. L. (2009). Diseño y construcción de un remolque con capacidad para dos motocicletas. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Diseño y construcción de un remolque con capacidad para dos motocicletas:

<http://bibdigital.epn.edu.ec/bitstream/15000/1170/1/CD-2022.pdf>

- [56] AVELLANEDA,G; Noguera, R y Muñoz, E. (2012). Desarrollo de un algoritmo computacional para la estimación de la tensión de cables en puentes atirantados. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Desarrollo de un algoritmo computacional para la estimación de la tensión de cables en puentes atirantados

[:http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S071850732012000300004&script=sci_arttext](http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S071850732012000300004&script=sci_arttext)

- [57] CORMAC, Mc. (2008). Diseño de concreto reforzado. Mexico: Alfa Omega. 803 páginas

- [58] VÁSQUEZ, J. (03 de 2009). Apuntes de la cátedra de Estructuras III. Matrices, Universidad Central de Ecuador, Quito, Pichincha, Ecuador.

- [59] AVELLANEDA,G; Noguera, R y Muñoz, E. (2012). Desarrollo de un algoritmo computacional para la estimación de la tensión de cables en puentes atirantados. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Desarrollo de un algoritmo computacional para la estimación de la tensión de cables en puentes atirantados:

http://www.scielo.cl/scielo.php?pid=S071850732012000300004&script=sci_arttext

- [60] GUERRERO, V. H. (2012). Desarrollo de Software para el Análisis Bidimensional de Problemas de Mecánica de Materiales y Transferencia de Calor mediante el Método de los Elementos Finitos. Recuperado el 29 de 05 de 2013:

http://www.icm.espol.edu.ec/jornadas/14/archivos/Diapositivas/GuerreroV%C3%ADctor/GuerreroV%C3%ADctor_Desarrollo_de_Elementos_Finitos.pdf

- [61] ESTUPIÑÁN, H. (03 de 2012). Apuntes de la cátedra de Hormigón Preforzado. Viga de Borde, Universidad Central del Ecuador, Quito, Pichincha, Ecuador.
- [62] AMERICAN IRON AND STEEL INSTITUTE (2013). Apoyo Fijo. E.E.U.U: Autor. Steel bridge bearing selection and desing guide. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Steel bridge bearing selection and desing guide:
http://www.inti.gob.ar/cirsoc/pdf/puentes_acero/steel_bridge.pdf
- [63] DÁVILA, D. (2006). Diseño de una compuerta hidráulica. Recuperado el 29 de 05 de 2013, de Diseño de una compuerta hidráulica:
<http://www.dspace.espol.edu.ec/bitstream/123456789/4276/1/6796.pdf>
- [64] BARKER Y PUCKET. (1997). Desing of Higway Bridges. 1169 páginas
- [65] ENDARA, F. (03 de 2011). Apuntes de la cátedra de deiseño de estructuras de acero. Acero, Universidad Central del Ecuador, Quito, Pichincha, Ecuador.
- [66] ANÓNIMO. (2013). *Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil*. Recuperado el 2013, de Proyectos y apuntes teórico-prácticos de Ingeniera Civil:
<http://www.ingenierocivilinfo.com/2011/03/cimbras-mixtas.html>
- [67] MVM (2013). *Montaje de los arcos metálicos. Argentina: Autor. Municipalidad de Villa María*. Recuperado el 02 de 06 de 2013, de *Municipalidad de Villa María*:
<http://www.villamaria.gov.ar/prensa/nota.php?id=1262>
- [68] MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS (2002). Especificaciones generales para la construccion de caminos y puentes Ecuador, Quito. 772 páginas
- [69] HURTADO, J. (03 de 2012). Apuntes de la cátedra Dirección de Poryectos. *Presupuesto*, Uniersidad Central del Ecuador, Quito, Pichincha, Ecuador.

ANEXOS

Anexo 1: Estudios geotécnico y geológico

(Versión original digital)



TOENSO
Total Engineering Solutions S.A.

ALCANCE AL ESTUDIO GEOLOGICO – GEOTECNICO PUENTE RIO PUCHUCHA

Quito, Marzo de 2009

1 INTRODUCCION

1.1 ANTECEDENTES

El Ministerio de Transportes y Obras Públicas dentro de la política de unir los sectores que desarrollan progreso del país, requiere los estudios de ingeniería definitivos para la construcción de puentes localizados en la carretera Baeza - Lago Agrio. Los estudios contempla la ejecución de los respectivos estudios geotécnicos con base a la exploración semi-directa e indirecta que permitan definir las condiciones y tipos de cimentación de las estructuras diseñadas, determinar el comportamiento del suelo a las solicitaciones estructurales y diseño de la cimentación.

1.2 OBJETIVO

El presente estudio tiene como principales objetivos los siguientes:

- Describir la naturaleza estratigráfica del subsuelo
- Determinar las propiedades físicas y de comportamiento mecánico de los suelos para el diseño de cimentación y el empuje sobre los muros de contención a diseñarse
- Emitir conclusiones y recomendaciones.

1.3 TRABAJOS REALIZADOS

Con el reconocimiento del los lugares de implantación de los puentes y dadas las características morfológicas y geológicas descritas; se programó un plan de trabajos con las siguientes acciones:

- Realizar una campaña de exploración indirecta mediante la ejecución de líneas sísmicas en las riveras de los ríos, aproximadamente en los sitios donde se ejecutarán las excavaciones para la instalación de las infraestructuras
- Realizar exploraciones semi-directas mediante sondeos mecánicos diamantinos ubicadas en la riveras lo mas cerca de los sitios de implantación de los estribos, dada la imposibilidad de realizar a conveniencia debido a las condiciones morfología de los sitios de implantación y al tráfico constante por la carretera.
- En estos sondeos se realizan ensayos de penetración estándar a cada 1.00 metro de profundidad, con el fin de determinar, a través de correlaciones las propiedades físico-mecánicas y determinar la capacidad de carga. El equipo utilizado fue una maquina de perforación (Anexo N° 5, Registro Fotográfico), con todos sus anexos, tubería de

perforación, martillo estándar, cucharas barrenadores y cuchara partida.

- Obtener muestras alteradas cada 1.00 m con la cuchara partida y clasificarlas en forma manual visual.

1.3.1 Trabajos de campo

- **Levantamiento geológico**

En cuanto se refiere al aspecto geológico se procedió a realizar un levantamiento geológico de superficie, que consistió en la identificación de las diferentes unidades litológicas que sirven de base para la interpretación geofísica, clasificación manual-visual de los materiales, color, consistencia o compactidad de los mismos.

- **Sondajes sísmicos**

Tuvo como objetivo la identificación de los estratos subyacentes, las variaciones litológicas, las mismas que se reflejan en los valores de las velocidades obtenidas en la sísmica de refracción, así como también tomando como dato principal el de las velocidades sísmicas, calcular los espesores de los diferentes horizontes sísmicos, parámetros elásticos de los materiales, además también parámetros mecánicos de los suelos, y en definitiva poder evaluar con el apoyo geológico-geotécnico, la capacidad portante de los materiales.

La investigación geofísica se llevó a cabo mediante el empleo de un equipo de sísmica de refracción, modelo Nimbus – ES 1250. En el proyecto fue necesario efectuar dos bases sísmicas en cada puente, ubicadas a lo largo y perpendicular del eje de la vía, las longitudes de las bases sísmicas fueron de 60 y 120 metros de longitud, con tres disparos en cada base sísmica, para alcanzar una profundidad de investigación de 20 y 40 metros respectivamente.

En los sitios de interés se realizaron perfiles sísmicos identificados como se indica en el siguiente cuadro:

Perfil sísmico	Ubicación
LS-A, LS-B	Río Piedra Fina 1
LS-C, LS-D	Río Piedra Fina 2
LS-E, LS-F	Río Marker
LS-G, LS-H	Río Montana
LS-I, LS-J	Río El Reventador
LS-K, LS-L	Río Azuela
LS-M, LS-N	Río Puchuchoa

Tabla N° 1. Identificación sondeos sísmicos

- **Sondeos a rotación – percusión y diamantinos**

Los sondeos realizados se concentraron en las riveras de los ríos, consistió en la ejecución de 14 sondeos a rotación-percusión, en cada uno de ellos se realizó un muestro alterado y en cuando se trato de aluviales y coluviales finos, o residuales en cada metro de profundidad se realizó un ensayo de penetración

estándar contando los golpes necesarios para hincar la cuchara partida cada 15 cm hasta los 45 cm, se reportan el número de golpes de los últimos intervalos, cada muestra obtenida fue clasificada en forma manual-visual; además, cuando las muestras recuperadas pertenecen a estratos diferentes, se enviaron al laboratorio para ensayos de granulometría y límites de Atterberg.

Los log de perforación se muestran en el **Anexo N°2: Log de Perforación**.

La ubicación de las perforaciones se encuentra marcadas en el plano del talud e identificadas como P1, P2...a P5, un resumen de los sondeos realizados se muestra a continuación:

Sondeo	Ubicación
P-1, P-2	Río Piedra Fina 1
P-1, P-2	Río Piedra Fina 2
P-1, P-2	Río Marker
P-1, P-2	Río Montana
P-1, P-2	Río El Reventador
P-1, P-2	Río Azuela
P-1, P-2	Río Puchuchoa

Tabla N° 2. Identificación sondeos mecánicos

1.3.2 Trabajos de oficina

Luego de obtener los sismogramas de los sondajes sísmicos, se procedió a elaborar el gráfico tiempo-distancia donde se observan las velocidades de las ondas sísmicas y los espesores de los horizontes refractados (**Anexos N°1: Dromocronas**).

La información geológica de campo se la trasladó a los respectivos planos topográficos.

Los perfiles estratigráficos obtenidos mediante la sísmica de refracción se procedieron a verificar con los resultados obtenidos de los sondeos realizados, incorporando la columna estratigráfica de los sondeos en la estratigrafía de los planos topográficos.

A fin de caracterizar el substrato de cimentación, en el caso de suelo, tal como arcillas consolidadas y aluviales granulares, se recurrió a las correlaciones existentes en bibliografía especializada, entre el N del SPT y los parámetros físico-mecánicos. En el caso de substratos rocosos, la caracterización y clasificación se la realizó a través de los resultados del RQD, la identificación geológica de resistencia permitieron determinar la compresión simple. Con estos parámetros, y utilizando las teoría actuales que son comúnmente aceptadas, se realizó los cálculos de capacidad de carga y determinación de los parámetros físico-mecánicos para el calculo de empujes sobre muros (**Anexo N° 3: Memorias de Cálculo**).

Se comprobó la estabilidad de la cimentación en relación a los asentamientos instantáneos y los demás aspectos correspondientes a la temática que compete.

La determinación de las características geométricas del proyecto y las cotas de cimentación se obtuvieron de los planos topográficos e in plantación de los proyectos que fueron proporcionados por el consultor vial.

2 GENERALIDADES

2.1 UBICACIÓN

Los puentes en estudio se localizan en las siguientes abscisas de la vía Baeza – Lago Agrio

- 1.- Río Piedra Fina 1: Absc. Km. 61+912 a 61+938
- 2.- Río Piedra Fina 2: Absc. Km. 63+465 a 63+505
- 3.- Río Marker: Absc. Km. 65+075 a 65+125
4. Río Montana: Absc. Km. 65+865 a 65+895
- 5.- Río El Reventador: Absc. Km. 65+901.35 a 65+951.35
- 6.- Río Azuela: Absc. Km. 73+555 a 73+600
7. Río Puchuchoa: Absc. Km. 120+980 a 121+030

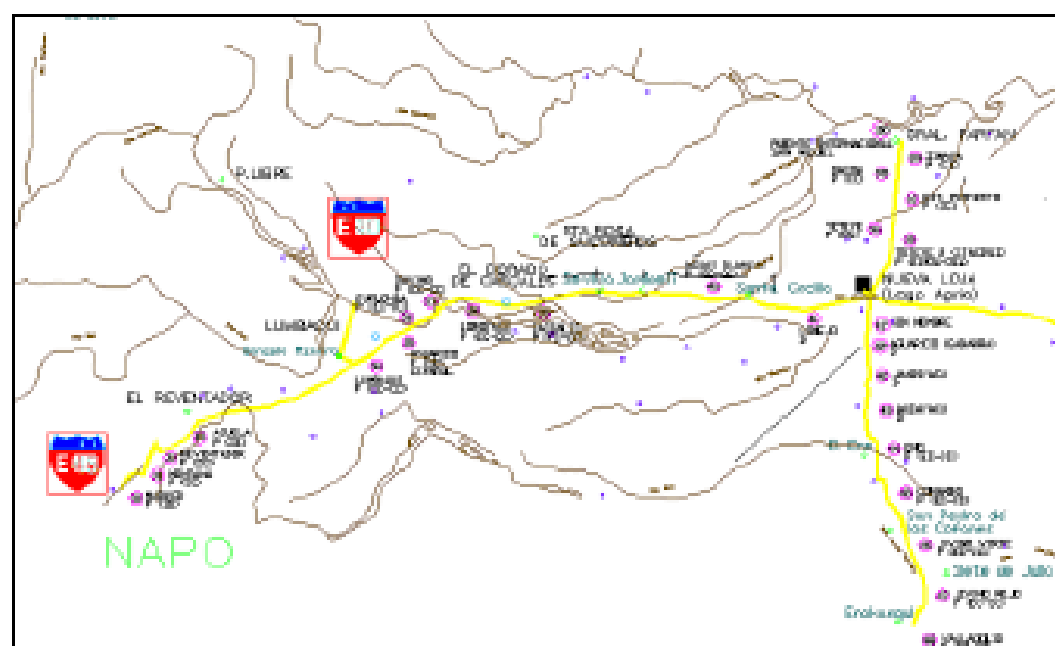


Fig. N° 1.- Ubicación de los puentes

2.2 VIAS DE ACCESO

A los proyectos se puede acceder por la vía: Quito – Baeza - Lago Agrio que actualmente tiene una superficie de pavimento asfáltico y su estado es de regular a aceptable, en algunos tramos se dificulta el paso de maquinaria pesada por la presencia de fenómenos geodinámicos que han afectado a la calzada.

2.3 MORFOLOGIA

Las Formaciones Geológicas de origen sedimentario han formado cordilleras altas y alargadas, de laderas con pendientes moderadas a abruptas y valles de pendiente suave.

3. GEOLOGÍA

El terreno donde se localiza el puente está constituido por materiales cuaternarios, terciarios y mesozoicos, que corresponden a las formaciones Tiyuyacu, Napo y Hollín.

- **Materiales cuaternarios**

Se relacionan con los depósitos sedimentarios que cubren a los aluviales de cauce y terrazas planas y bajas localizadas en las márgenes de los ríos; litológicamente están representadas por bloques subangulosos a subredondeados, cantos rodados, subredondeados y grava, de rocas volcánicas y sedimentarias; en una matriz fina limo-arenosa, areno-arcillosa.

- **Materiales terciarios**

Son representados por areniscas conglomeráticas, lutitas, conglomerado, es una sucesión de capas rojas que comprenden conglomerados en la base, areniscas con lutitas rojas y grises.

Presencia de calizas, lutitas negras, areniscas calcáreas; las calizas son de color gris-claro, macizas; las lutitas compactas de color gris y negro, verde gris, interestratificadas con calizas de color gris oscuro.

- **Materiales mesozoicos**

Se encuentra generalmente en forma de bancos compactos de areniscas cuarzosas de color blanco, de grano grueso a fino, con intercalaciones delgadas de lutitas arenosas de color oscuro; se presentan en la parte superior lutitas carbonosas negras. La arenisca en ciertos lugares tiene estratificación cruzada y con frecuencia presentan impregnaciones de asfalto.

4. GEOMORFOLOGIA

Los terrenos cuaternarios presentan a los depósitos aluviales, constituidos por bloques subredondeados, cantos rodados, guijarros, gravas, en una matriz limo – arenosa, formando terrazas aluviales.

Los terrenos terciarios presentan formas subangulosas, pendientes de hasta 70°.

Los terrenos mesozoicos presentan pendientes más o menos pronunciadas entre 30° y 50°, con formas subangulosas, quebradas medianamente profundas; formas suaves algo redondeadas y superficies kársticas se observan en terrenos donde se localiza la formación Napo.

5 METODOLOGIA APLICADA

5.1 GEOFÍSICA

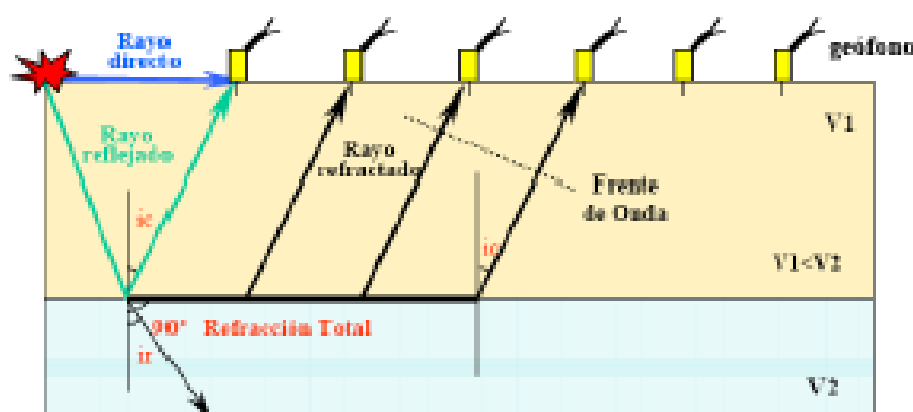
El método de investigación Geofísica estuvo en función de los objetivos, escala de trabajo, accesibilidad y geología de la zona de cada puente.

La sísmica de refracción está basada en la medida del tiempo requerido para que una onda de choque de compresión, pase de un punto a otro a través del subsuelo, siguiendo la especificación ASTM D 5777.

Las ondas de choque son generadas por la detonación de un explosivo debajo de la superficie de suelo y captadas por geófonos, distribuidos sobre el terreno en un perfil determinado, para luego ser receptados e impresos en papel fotosensible, obteniéndose de esta forma los sismogramas respectivos.

Cada uno de los sismogramas fue diujado en un diagrama de dromocronas (Gráfico: tiempo – distancia, **Anexo N° 1: Dromocronas**), en el cual se encuentran, en abscisas las posiciones de los geófonos y en ordenadas los tiempos de las primeras llegadas medidas en los sismogramas.

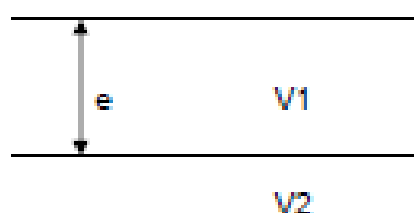
En el siguiente esquema se puede apreciar lo descrito.



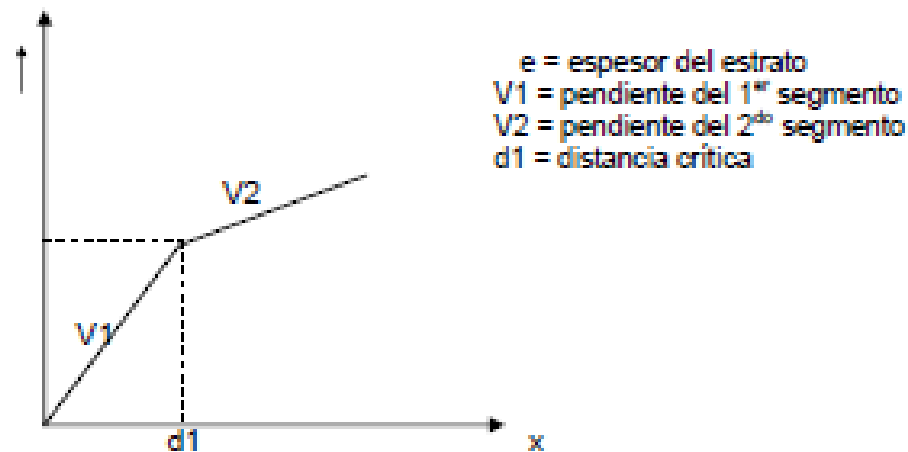
Método de cálculo

El cálculo de los espesores o de los contactos sísmicos se realizó por el método de las Distancias Críticas.

- a) Considerando una capa horizontal:



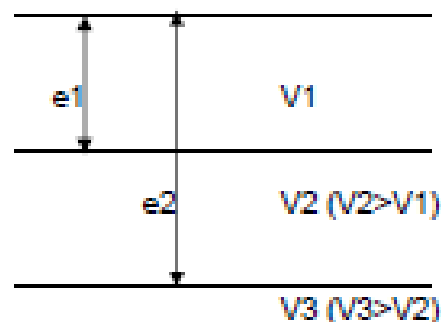
Se obtiene los datos:



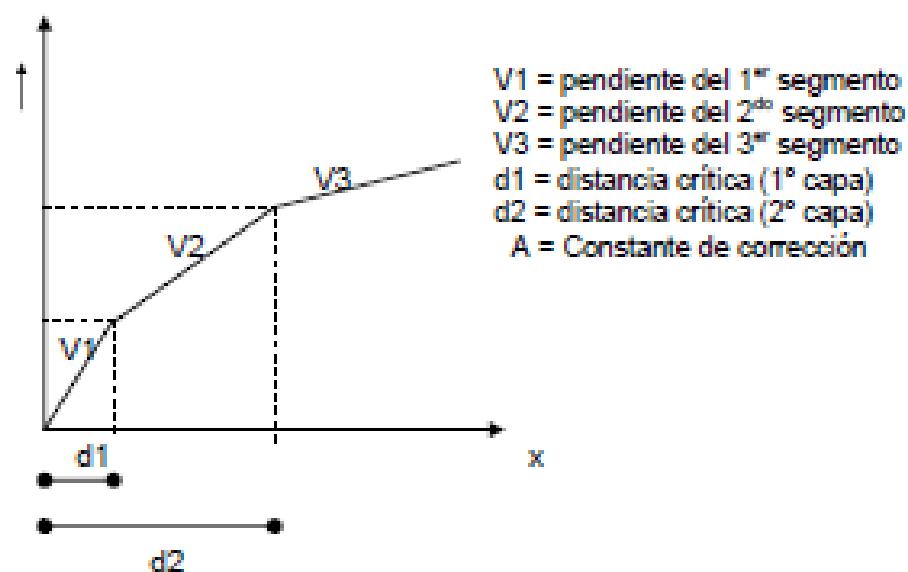
Y utilizamos para la interpretación:

$$e = d1 \left(\frac{1}{2} \sqrt{\frac{V2 - V1}{V2 + V1}} \right) \quad \text{Para la capa horizontal}$$

b) Para dos capas horizontales:



Se obtiene los datos:



Para la interpretación utilizamos:

$$e1 = \frac{d1}{2} \sqrt{\frac{V2 - V1}{V2 + V1}}$$

$$e2 = (A) \quad e1 + \frac{d2}{2} \sqrt{\frac{V3 - V2}{V3 + V2}}$$

Se ha considerado para nuestros cálculos que, la constante (A), equivale al valor de 0.83.

Para el cálculo de la presión de contacto se utilizan las siguientes fórmulas:

$$E \text{ dinámico} = (1+\mu)(1-\mu) \cdot \gamma \cdot Vp^2 / 10 \text{ g}(1-\mu).$$

$$E \text{ estático} = 0.97 (E \text{ din})/E \text{ dinam max}). E_{din}.$$

$$E \text{ din max.} = 1300000$$

$$E \text{ deformación} = 0.0445 E \text{ estático} + 31$$

$$q_a = S \cdot E \text{ deformación} / B (1-\mu^2) \cdot 0.87$$

S = asentamiento

B = ancho de la zapata

0.87 = factor de profundidad.

Simbología aplicada

Los sondeos sísmicos (sitios de explosión), vienen representados con las letras (SR), acompañadas con su respectivo número de orden; Ejemplo:

SR-1 = Sondeaje Sísmico N° 1

Los perfiles sísmicos vienen marcados así:

LS-A = Perfil sísmico A

5.2 Marco teórico

En el cálculo de la capacidad geotécnica de la cimentación directa se aplican los criterios de los métodos establecidos en la AASHTO-LRFD-2002. Con esta norma, la capacidad factorada corresponde a la capacidad admisible, el fundamento teórico de este método para suelos y rocas, proviene de las investigaciones de Reese – O' Neill, Carter – Kulhawy y Hoek & Brown entre otros.

La corrección del valor N_{campo} , se realizó aplicando todos los factores de corrección, así:

$$N_{\text{co}} = N_{\text{campo}} n_E n_B n_S n_R$$

En la Tabla N° 3 se presentan los factores de corrección, se incluye los efectos de energía (n_E), por el diámetro del sondeo (n_B) por el método de muestreo (n_S) y longitud de las barras (n_R). En la Tabla N° 3 se puede notar que los valores de corrección del término de energía (n_E) varían en un amplio rango; por esta razón, la estimación correcta de n_E es más importante que los otros factores de corrección. Una mejor estimación de n_E debe evaluarse directamente midiendo la relación de energía (n_R) y de acuerdo a las norma particulares. Se pueden usar los equipos comerciales disponibles con una calibración previa. El sistema de martillo usado para el ensayo de penetración estándar debe periódicamente calibrarse usando el procedimiento descrito en ASTM D 4633

Tabla N° 1 Corrección del SPT (Skempton, 1986)

Factor	Equipo Variable	Término	Corrección
Relación de energía	Martillo Donut	$n_E = ER/60$	0.5 a 1.0
	Martillo de seguridad		0.7 a 1.2
	Martillo automático		0.8 a 1.5
Diámetro del sondeo	65 a 115 mm	n_B	1.00
	150 mm		1.05
	200 mm		1.15
Método de muestreo	Muestreo estándar	n_S	1.00
	Muestreo no estándar		1.1 a 1.3
Longitud de Varillas	3 a 4 m	n_R	0.75
	4 a 6 m		0.85
	6 a 10 m		0.95
	10 a > 30 m		1.00

Para determinar la resistencia al corte no drenado, se utilizó los resultados de pruebas triaxiales no drenadas conducidas en arcillas no sensitivas, Stroud (1974) sugirió que:

$$c_u = K.N_{\text{campo}}$$

donde K es una constante que varía de 3.5 a 6.5 con un promedio de 4.4 kN/m² y N es el número de penetración estándar obtenido en campo. Hara, (1971) sugirió:

$$c_u(\text{kN/m}^2) = 29 N_{\text{campo}}^{0.72}$$

La capacidad de carga admisible en los subtratos de arcilla consolidada bajo el nivel freático se utilizó la carga nominal de un estrato de arcilla saturada, recomendada en la AASHTO, determinada a partir de la resistencia al corte no drenada:

$$q_{ult} = c_u N_c + \gamma D_f$$

donde:

c_u = resistencia al corte no drenada

N_c = factor de capacidad de carga que dependen de la geometría de la zapata, la profundidad empotrada, la compresibilidad del suelo y la inclinación de las cargas

En los substratos aluviales granulares se sigue lo recomendado por Meyerhof (1965) quien sugirió que la presión admisible neta admisible de carga debería calcularse en función del ensayo de penetración estandar y luego Bowles (1977) propuso que la forma modificada de las ecuaciones para la presión de carga se exprese como:

$$q_{\text{neto(adm)}}(\text{kN/m}^2) = 19.16 (N_1)_{80} F_d (S_u/25) \quad \text{para } B \leq 1.22 \text{ m}$$

$$q_{\text{neto(adm)}}(\text{kN/m}^2) = 11.98 (N_1)_{80} ((3.28B+1)/3.28B)^2 F_d (S_u/25), \text{ para } B > 1.22 \text{ m}$$

donde:

F_d = factor de profundidad = $1 + 0.33(D_f/B) \leq 1.33$

S_u = asentamiento tolerable, en mm.

$(N_1)_{80} = N_{80} / (\sigma_{v0}'/\text{Pa})^{0.5}$ es el N(SPT) corregido para una eficiencia de energía del 60% y normalizada para el nivel de esfuerzo de una atmósfera (Pa) que es igual a 1 bar $\approx 1 \text{ kg/cm}^2 \approx 100 \text{ kPa}$.

En la determinación de la capacidad de carga admisible en los substratos rocosos se sigue las recomendaciones de la AASHTO. La presión de contacto de la roca se puede determinar usando una correlación empírica con el RQD o el Sistema de Clasificación Geomecánico de las Masas de Roca, RMR, o bien el Sistema de Clasificación de las Masas Rocosas del Instituto Geotécnico Noruego, NGI. Al utilizar estos procedimientos semiempíricos se deberá tomar en cuenta la experiencia local, que en nuestro caso se lo realiza a través del RQD y el modelo de rotura generalizado de Hoek & Brown. **Anexo N° 4: Análisis de esfuerzos deformación rocas**

Las cargas admisibles determinada al corte, se verificaron para los asentamientos admisibles estimando la capacidad de carga palos asentamientos utilizando la teoría de la elasticidad depende de la precisión del módulo de elasticidad estimado para la masa de roca, E_m . En algunos casos el valor de E_m se puede estimar mediante correlación empírica con el valor del módulo de elasticidad de la roca intacta entre fisuras

El asentamiento elástico de las zapatas en roca fisurada o triturada se puede tomar como:

• Para zapatas rectangulares:

$$\Delta = q_0 (1 - \nu^2) \cdot B \cdot I_p / E_m \quad I_p = (L/B)^2 / \beta z$$

donde:

q_0 = tensión vertical en la base del área cargada

ν = coeficiente de Poisson (adimensional)

I_p = coeficiente de influencia que toma en cuenta la rigidez y las dimensiones de la zapata

E_m = módulo de la masa de roca

βz = factor que toma en cuenta la geometría y la rigidez de la zapata

Si el valor de la presión de contacto admisible recomendado es mayor ya sea que la resistencia a la compresión no confinada de la roca o que la tensión admisible del hormigón, la presión de contacto admisible se deberá tomar como el menor valor entre la resistencia a la compresión no confinada de la roca y la tensión admisible del hormigón. La tensión admisible del hormigón se ha tomado como $0,3f_c$ de acuerdo a la recomendación de la AASHTO.

6. RESULTADOS

A continuación se presenta el detalle de la interpretación de los estudios geológicos – geofísicos mediante sísmica de refracción, los resultados de la exploración del subsuelo y los parámetros para el diseño definitivo de las cimentaciones, las cotas y capacidades de carga admisible (presión de contacto).

6.7 RIO PUCHUCHOA

6.7.1 Estructura Propuesta

Es un puente de tablero de hormigón armado simplemente apoyado sobre vigas de acero, grande de 70 m. de luz y 10 m de ancho para alojar dos vías.

6.7.2 Resultados de la exploración

El estudio geofísico indica la presencia de dos horizontes sísmicos bien definidos, que de arriba hacia abajo se describe.

Horizonte 1

Esta capa está representada por un suelo residual producto de la meteorización de la roca, se observa un material tipo limo-arenoso y arcillo-arenoso de compactación muy suelta, caracterizado por una velocidad sísmica que varía entre 285 a 510 m/s; el espesor varía entre 1.84 a 2.86 metros, en la margen derecha se tiene un material de bote que cubre a la roca, su espesor varía entre 2.34 y 3.16 metros.

Horizonte 2

Se refiere a la roca de basamento, se trata de una arenisca color gris-verdoso, cuando está menos meteorizada y de color gris-oscuro cuando se halla meteorizada, caracterizada por una velocidad sísmica entre 1278 a 2412 m/s y un espesor mayor a los 17.00 metros.

Un resumen de lo encontrado se puede observar en los siguientes cuadros que corresponde a cada margen

MARGEN DERECHA

VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	TIPO MATERIAL (probable)	COMPACTACIÓN/CALIDAD ROCA
$V_1 = 485-175-257-324$	1.68-1.84-2.34-3.16	Material de bote	Muy suelta
$V_2 = 1278-1106-834$	> 18.0	Roca sedimentaria	Mala a regular

MARGEN IZQUIERDA

VELOCIDAD (m/s)	ESPESOR (m)	TIPO MATERIAL (probable)	COMPACTACIÓN/CALIDAD ROCA
$V_1 = 342-285-312-510$	2.05-2.21-2.62-2.86	Suelo residual	Muy suelta
$V_2 = 2412-2380-1851-2115$	> 17.0	Roca sedimentaria	Regular

Tanto para la margen derecha como para la izquierda, se emiten los siguientes valores:

Resistencia uniaxial:	derecha = 9.90 kg/cm ² izquierda = 15.48 kg/cm ²
Módulo elástico:	derecha = 4943 Kg/cm ² izquierda = 11609 Kg/cm ²
R.M.R.	derecha = 48.46 izquierda = 49.09
Clasificación Clase III, Bieniawski para ambas márgenes	
RQD < 25 %	

6.7.3 Descripción del suelo de cimentación

Los estratos de cobertura identificados resultados de la exploración son coluviales fino y gruesos. Los granulares son decimétricos y de compacidad media en una matriz limo arenosa. Los finos son limos arcillosos de color marrón – rojizo, poco húmedos de consistencia firme a dura, que alcanza una profundidad entre los 6 a 7 m.

Subyacente, se encuentra un potente estrato de cimentación de roca sedimentaria que se intercala entre areniscas (color griss) y lutitas (color negro y marrón) fracturadas, con presencia de estrato muy fracturados, de clase III según la clasificación de Bieniawski que se encuentra más allá de los 20 m de profundidad de la profundidad investigada.

6.7.4 Cálculo de la carga admisible

El cálculo de la carga admisible se realiza a través de la teoría generalizada de Hoek & Brow, se calcula a la rotura y se compara con la capacidad de carga admisible para un asentamiento mínimo. El detalle del cálculo realizado se presenta en el Anexo: Memoria de Cálculo

6.7.5 Parámetros para el diseño de la cimentación

DESCRIPCION	Margen derecha	Margen izquierda
Tipo de cimentación	Directa	Directa
Abscisa de cimentación	120+960	121+030
Cota de rasante (m.s.n.m.)	420.7	425.5
Cota de cimentación (m.s.n.m.)	408	408
Carga admisible (kg/cm ²)	3.0	3.0

Ancho de zapata mínimo = 10 m

6.7.6 Recomendaciones

- Los rellenos de los aproches se construirán con material granular limo – arenoso de préstamo local o importado, que se compactarán en capas de 30 cm, para el cálculo de los empujes se utilizarán los siguientes parámetros

Peso unitario (γ) = 1800 Kg/m³

Ángulo de fricción (ϕ) = 32°

- La respuesta esfuerzo deformación de la roca será rígida, sin embargo a modo de comprobación se puede utilizar el coeficiente de balasto (k_s) para el cálculo de la cimentación se evaluará con la siguiente relación, donde B es el ancho de la cimentación en centímetros:

Margen derecha : K_s (Kg/cm³) = 8160 / B

Margen izquierda: K_s (Kg/cm³) = 11000 / B

- Los taludes para la excavación de las zapatas, tendrán una inclinación 1H: 4V.
- Los materiales para la construcción del puente se obtendrán de la mina Piedra Fina 2, ubicada a ± 57 Km. del puente.

Atentamente,

Ing. Luis Castellanos

Anexo 2: Estudio de impacto ambiental

(Versión original digital)

**ESTUDIO DE IMPACTO AMBIENTAL PARA LA CONSTRUCCIÓN DEL
PUENTE SOBRE EL RIO PUCHUCHOA
FICHA AMBIENTAL**

PROYECTO:	Construcción del Puente sobre el Río Puchuchoa
LONGITUD:	85.00m.
EJECUTOR:	Gobierno del Ecuador.
FINANCIAMIENTO:	Ministerio de Transporte y Obras Públicas.
UBICACIÓN:	Carretera Baeza – Lago Agrio Abscisa 120+949,89
CONSULTOR	TOENSO S.A.
REPRESENTANTE LEGAL:	Ing. Mauricio Acosta
SUPERVISIÓN AMBIENTAL:	Dirección de Gestión Ambiental Vial, MTOP.
BASE AMBIENTAL:	Guía de Clasificación de Proyectos Ambientales y Lineamientos para la elaboración de Estudios Ambientales Viales. DIGAV_ MTOP.
CLASIFICACION DEL PROYECTO:	“A” Impactos de magnitud baja, Fácilmente Mitigables.

DESARROLLO AMBIENTAL

1.- INTRODUCCION.

El modernismo actual ejerce presión sobre los pueblos a nivel mundial cualquiera que sea su nivel económico, situación geográfica o posición política, lo fundamental es el abrir las puertas al desarrollo social, para lo cual es necesario satisfacer algunas necesidades poblacionales una de estas es sin duda la de contar con vías de comunicación que permita satisfacer las necesidades humanas. El presente estudio permitirá la construcción del Puente sobre el río Puchuchcoa, que se encuentra ubicado dentro de la carretera Baeza – Lago Agrio dentro del territorio de la Provincia de Sucumbíos, en la gran región amazónica. La construcción de puentes permitirá facilitar el tráfico vehicular.

En la actualidad tanto el gobierno central como los seccionales se encuentran empeñados en dotar a la población a nivel nacional de vías que permitan y faciliten todo tipo de actividades sociales, de manera que el desarrollo socio económico sea equitativo en el cual se considere el cuidado, defensa y conservación del ambiente.

Con el propósito de disminuir o evitar los posibles impactos que la construcción del mencionado puente ocasione al ambiente, se ha contratado a la Compañía TOENSO, para que elabore los correspondientes estudios ambientales que se ceñirán a la normativa ambiental vigente del país.

2.- IMPACTO AMBIENTAL PUENTE PUCHUCHOA

2-1.- INTRODUCCION.

El modernismo actual ejerce presión sobre los pueblos a nivel mundial cualquiera que sea su nivel económico, situación geográfica o posición política, lo fundamental es el abrir las puertas al desarrollo social, para lo cual es necesario satisfacer algunas necesidades poblacionales una de estas es sin duda la de contar con vías de comunicación que permita satisfacer las necesidades humanas. El presente estudio permitirá la construcción del Puente sobre el río denominado Puchuchoa que se encuentra ubicado dentro de la carretera Baeza – Lago Agrio dentro del territorio de la Provincia de Sucumbíos, en la gran región amazónica. La construcción de puentes permitirá facilitar el tráfico vehicular.

En la actualidad tanto el gobierno central como los seccionales se encuentran empeñados en dotar a la población a nivel nacional de vías que permitan y faciliten todo tipo de actividades sociales, de manera que el desarrollo socio económico sea equitativo en el cual se considere el cuidado, defensa y conservación del ambiente.

Con el propósito de disminuir o evitar los posibles impactos que la construcción del mencionado puente ocasione al ambiente, se ha contratado a la Compañía TOENSO, para que elabore los correspondientes estudios ambientales que se ceñirán a la normativa ambiental vigente del país.

2-2.-OBJETIVOS Y JUSTIFICACIÓN AMBIENTAL

OBJETIVOS

El Estudio de Impacto Ambiental para la construcción del Puente sobre el río Puchuchoa, tiene como objetivos fundamentales los siguientes:

- ✓ Elaborar el marco apropiado por medio de medidas ambientales para el tratamiento del ambiente que se verá amenazado debido a las diferentes actividades que la construcción del puente sobre el río Puchuchoa, ocasione al ambiente.
- ✓ Analizar el estado del ambiente natural dentro del área de influencia del puente a construirse (Diagnóstico Ambiental), en sus características de clima, suelo, aire, flora, fauna y social.
- ✓ Identificar, calificar y evaluar los impactos ambientales por medio del uso de matrices causa – efecto o de Leopold.
- ✓ Proponer medidas de mitigación que vengán a atenuar los impactos ambientales que por la construcción del puente ocasione al ambiente, las que serán expuestas en el Plan de Manejo Ambiental.

2-3.-JUSTIFICACIÓN AMBIENTAL

La Gestión Ambiental Nacional por medio de la expedición de la Ley respectiva, ha permitido que los proyectos viales con sus diversas características, sean ejecutados sin poner en riesgo los componentes naturales. Considerando que el Ecuador es uno de los países mas bio-diverso del mundo, la protección de sus elementos debe ser el objetivo de todos los ciudadanos, con estas consideraciones el presente estudio ambiental ha sido desarrollado con el propósito de dar cumplimiento con los términos contractuales. Sin embargo, considerando que la construcción del puente sobre el río Puchuchoa, no provocará impactos ambientales de alta incidencia ambiental el presente documento cumple con las estipulaciones Legales. El análisis ambiental por medio de la Declaratoria Ambiental determina que el presente proyecto no necesita de un Estudio de Impacto Ambiental sino que justamente su base deberá ser una Declaratoria como proceso Ambiental el cual está conformado de:

Diagnóstico Ambiental en el cual se describe el estado del ambiente previo a la ejecución del proyecto, este análisis se hará a los componentes básicos del ambiente: Biológicos, Físicos y Sociales.

Evaluación de Impacto Ambiental, que comprende una identificación de impactos ambientales, la respectiva calificación que permita la jerarquización de los mismos, y,

Plan de Manejo, en el cual se propondrá medidas de mitigación y prevención con el cual se garantiza que la naturaleza no se encuentre en riesgo antes y durante la construcción del puente.

3.-JUSTIFICACION LEGAL.

El Estado ecuatoriano, cuenta con diversas Leyes y reglamentos que norman la Gestión Ambiental para los proyectos de infraestructura, entre las que se puede mencionar:

- La Constitución de la República
- La Ley de Gestión Ambiental promulgada en el Registro Oficial N° 245 de fecha 10 de julio de 1999 de la cual se puede citar el siguiente texto
- La Ley de caminos publicada en el Registro Oficial N° 285 de fecha 30 de junio de 1964 y el Decreto Ejecutivo N° 1351 de fecha 7 julio de 1964 permiten al Ministerio de Obras Públicas (MOP) mantener las carreteras a su cargo con un satisfactorio nivel de servicio y por ende mantener un nivel de calidad ambiental conveniente. Adicionalmente, los artículos 37, 38, y 39 mencionan el cuidado del tránsito y el manejo de desechos sólidos, en tanto que el artículo 23 del Reglamento de Caminos Privados hace referencia al procedimiento para la explotación de minas.
- Otras Leyes con relación a este tema son:
 - La Ley de Aguas y su Decreto Ejecutivo N° 369
 - Ley de Tránsito y Transporte Terrestre y la Fe de Erratas.
 - Código Penal
 - Ley de Minería
 - Código de la Salud en su artículo 9 y Ley Reformatoria al Código de la Salud.
 - Ley de Régimen Municipal en su artículo 12.
 - Ley Forestal y de conservación de Áreas Naturales y Vida Silvestre y sus Reglamentos.
 - Ley de Patrimonio Cultural y sus reglamentos.
- Reglamentos como:

- Reglamento de Seguridad para la construcción y Obras Públicas (R.O 253 del 9 de febrero de 1998). Establece las normas de seguridad que deben seguirse durante los procesos constructivos de obras de ingeniería.

Estas Leyes y Reglamentos contienen diferentes disposiciones que presentan las herramientas para efectuar una buena gestión ambiental, sin embargo, algunos estudios existentes en la materia han calificado a la legislación ambiental del país como abundante, dispersa, heterogénea.

Adicionalmente, existen reglamentos a las diferentes leyes para poder viabilizar las mismas y dirigidos a las características del ambiente afectadas por la construcción de obras de infraestructura como:

Agua:

- Reglamento general para la Aplicación de la Ley de Aguas publicado en el Registro Oficial N° 233 de fecha 26 de enero de 1973.

Aire:

- Reglamento sobre las Normas de calidad del Aire y sus Métodos de Medición, promulgado en el Registro Oficial N° 725. Decreto N° 711338 de fecha 15 de junio de 1991.
- Reglamento para la Prevención y Control de la Contaminación Ambiental Originada por la Emisión de ruidos promulgado en el Registro Oficial N° 560 de fecha 12 de noviembre de 1990.

Suelo:

- Reglamento para el Manejo de desechos sólidos decretado en el Registro Oficial N° 991, Acuerdo N° 14630 de fecha 3 de agosto de 1992.

3.- METODOLOGÍA

Considerando la complejidad del análisis ambiental del presente proyecto se ha recurrido a la metodología promulgada por Leopold que consiste en la aplicación de Matrices las que se basan en el cruzamiento de dos factores los que se constituyen en dos variables causa y efecto que permiten dar una idea acertada de la afectación y el

grado que ésta provoca al ambiente natural. Considerando que son tres los pasos de evaluación ambiental:

- Matriz 1: Interacciones ambientales o de identificación de Impactos
- Matriz 2: Calificación y Evaluación cuantitativa de Impactos Ambientales.
-

Interacciones e Identificación del Impacto Ambiental

Para la identificación de los impactos a producirse debido a la construcción del Puente sobre el río Puchuchoa, se ha utilizado la Matriz N° 1 de interacciones ambientales la que servirá para relacionar las diversas acciones del proyecto, con los componentes del ambiente en una relación de causa-efecto, la que permitirá determinar que acciones afectan puntualmente a los diferentes elementos medioambientales (físicos, bióticos y socioeconómicos), de igual manera, cómo influyen en el medio ambiente las actividades de operación cuando el proyecto esté terminado.

Calificación de Impactos Ambientales

La matriz No. 2, permite calificar los impactos ambientales que fueron identificados en la Matriz No1, para lo cual se ha considerado cuatro variables de calificación que permitirá clasificar los impactos de los mas detrimentales (dañinos) a aquellos que serán positivos, para lo cual se consideró como variables: Naturaleza, Persistencia, Acumulación y Extensión.

Ventajas de la aplicación de las matrices

Varias son las ventajas que ofrece la aplicación de matrices entre las que se citan:

- No exigen grandes tratamientos matemáticos
- Son útiles para identificar todos los impactos posibles
- Dan una visión de conjunto de los efectos del proyecto en el medio ambiente y su importancia.
- Permiten gran margen de maniobra para lo usuarios.

La matriz de Leopold permite una evaluación considerando criterios ambientales. Para el estudio actual se ha utilizado cuatro parámetros que permiten el evaluar de manera cuantitativa como cualitativa los impactos además de su identificación temprana así tenemos:

Por su naturaleza: Determina el carácter que tiene el impacto sobre el ambiente que puede ser Positivo o Negativo.

Persistencia: Permite definir el tiempo de permanencia del impacto en la naturaleza y que pueden ser en unos casos Fugaces o instantáneos, Temporal o de permanencia según como se ejecute la obra; o Permanentes que son impactos que persistirán por tiempo largo aun después de terminado el proyecto.

Acumulación: Existen impactos que tienen un comportamiento de ser Simples, que no afectan mas que aun solo componente ambiental y se ubica en un área determinado o pueden ser Acumulativos cuando estos incluyen a mas elementos ambientales y pueden ir invadiendo espacios geográficos mayores a los esperados.

Extensión: Mediante el cual se cuantifica el alcance que tendría el impacto según su alcance geográfico pudiendo ser Local, cuando su afectación se limita solo en el área directa del proyecto, Regional cuando el alcance del impacto alcanza superficies mayores llegando a influir a nivel regional o provincial y Nacional cuando el impacto tiene alcance e influencia a nivel de país estos generalmente tiene que ver con las actividades económicas y turísticas.

Se ha dado valores que permiten calificar los impactos considerando la severidad de estos así:

4.- DESCRIPCIÓN Y UBICACIÓN DEL PROYECTO

Descripción del Proyecto

Las características principales del diseño del nuevo puente son:

Altura	420,70 m.s.n.m
Longitud (luz del puente)	85.00 m
Ancho total del puente	10,00 m
Ancho calzada	8,50 m

Veredas (dos 0,75 m c/u)	0.75 m
Pasamanos y postes:	0.25 m. hormigón armado
Superestructura:	Vigas metálica de alma llena Con losa de hormigón Armado
Infraestructura.	Hormigón Armado
Capa de rodadura:	Pavimento de hormigón asfáltico 5.0 cm de espesor

5.-Ubicación del Proyecto

El Puente sobre el río Puchchuchoa se localiza en la Provincia de Sucumbios en la carretera Baeza – Lago Agrio en el Km 120+949 de la Y de Baeza.

6.- DETERMINACIÓN DE ÁREAS DE INFLUENCIA

Se define como área de influencia del proyecto al lugar donde se concentrarán los impactos producto de las actividades propias de la construcción del puente.

El área de influencia directa del proyecto (AID) tendrá su límite en aquel lugar donde alcancen los efectos directos por la aplicación de las diferentes actividades del proyecto, incluyendo aquellas que se encuentran fuera del puente como son las áreas de fuentes de materiales, áreas de disposición de escombros, áreas de desechos sólidos, área de stock de materiales, etc, y el área de impactos indirectos (AII) que está representada por la zona donde las actividades económicas y los servicios sociales aumentarán o disminuirán durante el tiempo útil del puente.

Área de Influencia Directa (AID)

De acuerdo a la longitud del puente a construirse sobre el río Puchuchoa, el área de influencia directa del proyecto, estará delimitada por un área de 150 m. desde cada uno de los extremos del puente (inicio y final) y 100 m hacia cada uno de los lados del mismo (izquierdo y derecho) formándose un área total 60000 m² o sea de 6 has, en vista de que los impactos directos que se producen serán de carácter puntual y no sobrepasarán esta área.

Así también, considerando la magnitud del proyecto, se entiende que dentro de esta área se hallan ubicados, área de stock de materiales que son los centros de

concentración y producción de impactos directos del proyecto razón por la cual se ubican dentro del área de influencia directa.

Área de influencia Indirecta (AII)

Para el área de influencia indirecta, se ha considerado las ciudades de Lago Agrio, Baeza y la parroquia de Papallacta.

7.-DIAGNOSTICO AMBIENTAL

Metodología

Para el desarrollo de la fase de Diagnóstico Ambiental de la zona de influencia del Proyecto, se visitó al sitio donde se construirá el puente, que permitió la definición y dimensionamiento de la zona de influencia directa e indirecta además de evaluar el estado actual de los recursos físicos, biológicos, socioeconómicos y paisajísticos.

La obtención de datos adicionales como climáticos, y características hídricas del río obedece a la visita al INAMHI, de donde se pudo procesar datos de importancia que servirá para el análisis real del estado de conservación y variaciones hídricas del mismo.

Medio Ambiente Físico

Clima

El análisis del clima ha considerado parámetros que determina con claridad las características donde se incluyen información de: precipitación, temperatura, humedad relativa, velocidad del viento, heliofanía.

La información indicada ha sido obtenida del Anuario Meteorológicos del Instituto Nacional de Meteorología INHAMI, considerando la estación climatológica de BAEZA M-215 que es la más cercana al proyecto.

Humedad.

Es un dato de importancia debido a su influencia en la ocurrencia de fenómenos naturales de tipo meteorológicos y tienen relación directa con la disponibilidad del agua

y la cobertura vegetal; en la región se cuenta con elevados porcentajes de humedad lo que se refleja en la disposición del recurso y la alta biodiversidad del sector.

Los valores de humedad relativa registrados son los siguientes:

Humedad relativa:	Máximo	92,1 %
	Medio	91.1. %
	Mínimo	88,3 %

TEMPERATURA

El área donde se desarrolla el proyecto está incrustado en las estribaciones de la cordillera oriental del ramal andino, donde las temperaturas promedio varían entre 8 grados centígrados hasta los 20 grados centígrados ubicado en el piso altitudinal que comprende alturas de 1300 a 3000 con valores máximos y mínimos de 30 grados y 5 grados centígrados.

PLUVIOSIDAD.

La zona de ubicación del proyecto se caracteriza por poseer largos meses lluviosos entre los meses de marzo y septiembre y meses menos húmedos entre octubre a febrero sin embargo se puede deducir que la distribución de la lluvia a lo largo del año es regular.

De acuerdo a los datos de la estación Baeza los valores de precipitación son:

Media	197,7
Mínima	134,0
Máxima	264,4
Anual.	2373,6

Heliofanía.

La región amazónica se caracteriza por la constante cobertura nubosa, esto hace que la duración de la insolación, rara vez supere las 1200 horas de sol; puntualmente para la estación Baeza s tienen registros de una heliofanía media mensual de 22,8% y de nubosidad medio mensual de 28,9%.

Velocidad del viento.

Los valores medios de velocidad del viento para la estación Baeza varía entre 3,8 y 5,7 m/s, teniendo como velocidad media mensual 4,5 m/s.

8.- GEOLOGÍA.

El terreno donde se localiza el puente está constituido por materiales cuaternarios, terciarios y mesozoicos, que corresponden a las formaciones Tiyuyacu, Napo y Hollín.

Materiales cuaternarios

Se relacionan con los depósitos sedimentarios que cubren a los aluviales de cauce y terrazas planas y bajas localizadas en las márgenes de los ríos; litológicamente están representadas por bloques subangulosos a subredondeados, cantos rodados, subredondeados y grava, de rocas volcánicas y sedimentarias; en una matriz fina limo-arenosa, areno-arcillosa.

Materiales terciarios

Son representados por areniscas conglomeráticas, lutitas, conglomerado, es una sucesión de capas rojas que comprenden conglomerados en la base, areniscas con lutitas rojas y grises.

Presencia de calizas, lutitas negras, areniscas calcáreas; las calizas son de color gris-claro, macizas; las lutitas compactas de color gris y negro, verde gris, interestratificadas con calizas de color gris oscuro.

Materiales mesozoicos.

Se encuentra generalmente en forma de bancos compactos de areniscas cuarzosas de color blanco, de grano grueso a fino, con intercalaciones delgadas de lutitas arenosas de color oscuro; se presentan en la parte superior lutitas carbonosas negras. La arenisca en ciertos lugares tiene estratificación cruzada y con frecuencia presentan impregnaciones de asfalto.

9.-GEOMORFOLOGIA

En el área donde se implanta el proyecto, los terrenos cuaternarios presentan a los depósitos aluviales, constituidos por bloques subredondeados, cantos rodados, guijarros, gravas, en una matriz limo – arenosa, formando terrazas aluviales.

Los terrenos terciarios presentan formas subangulosas, pendientes de hasta 70°.

Los terrenos mesozoicos presentan pendientes más o menos pronunciadas entre 30° y 50°, con formas subangulosas, quebradas medianamente profundas; formas suaves algo redondeadas y superficies kársticas se observan en terrenos donde se localiza la formación Napo.

Suelos

Los suelos y relieves característicos localizados entre Baeza y El Chaco son planos a ondulados, suaves, con pendientes de hasta el 12%, el tipo de suelos presentes en esta región se caracterizan por ser de una capa de grava fina asociada con piedras, teniendo una textura dominante franca arcillo arenosa

Estos suelos que presentan una reacción ligeramente ácida, presentan contenidos altos de materia orgánica en la superficie la misma que decrece con la profundidad. Su saturación de base es baja, así como su fertilidad natural.

Estos suelos se caracterizan por tener un nivel de susceptibilidad moderado a procesos erosivos.

El terreno donde se localiza el puente está constituido por materiales cuaternarios, terciarios y mesozoicos, que corresponden a las formaciones Tiyuyacu, Napo y Hollín.

VELOCIDAD DEL VIENTO

Los valores medios de velocidad del viento para la estación Baeza varía entre 3,8 y 5,7 m/s, teniendo como velocidad media mensual 4,5 m/s.

El agua del río Puchuchoa, presenta visualmente características cristalinas, con baja presencia de turbiedad (concentración de sólidos disueltos), así mismo se estima que no presenta niveles de contaminación, ya que es un río que drena de la Reserva Ecológica Cayambe Coca y no tiene influencia de actividades antropogénicas que puedan deteriorar la calidad del agua.

El área de construcción del puente sobre el río Puchuchoa, se encuentra sobre la vía Baeza – Lago Agrio, siendo ésta una vía de comunicación principal para el desarrollo comercial, con este antecedente se tiene un alto flujo vehicular, la emisión de contaminantes atmosféricos por parte de los automotores son disipados rápidamente por la acción del viento, evitándose la acumulación de los mismos.

De igual manera, no se ha identificado actividades humanas industriales significativas que pudieran alterar la calidad del aire.

Caracterización del Ruido.

En el área donde se desarrolla el proyecto el efecto ruidoso se hace presente únicamente debido a la circulación y flujo vehicular de la carretera siendo intermitente a lo largo del día.

Se estima que los niveles de ruido están dentro de los niveles permisibles, teniendo en cuenta que el sitio de implantación del puente es una zona despoblada.

10.- BIOLOGIA DEL AREA DE INFLUENCIA

Para la caracterización del medio ambiente biológico se ha considerado realizar una revisión bibliográfica de textos de importancia que analizan el estado biológico del área donde se desarrolla el proyecto, pero especialmente se basa en la visita de campo que se ejecutó donde se pudo obtener datos reales del estado de conservación o alteración de los ecosistemas del área. Los detalles del componente ambiental se lo ha analizado desde tres puntos fundamentales con el propósito de que se analice el estado de conservación del ambiente así como de los componentes de flora y fauna de manera que la ecología y el ecosistema estén relacionados.

Ecología

La ecología del proyecto o sea el área de influencia del proyecto se encuentra altamente intervenida debido a las actividades antropogénicas del lugar. Sin embargo en las partes altas esto es en las estribaciones orientales y occidentales del área de influencia directa del proyecto se puede aun observar un bosque en proceso recuperativo.

De acuerdo a la clasificación de Leslie Holdridge el área donde se ubica el proyecto corresponde al bosque muy húmedo Pre Montano (bmh_PM) que recibe precipitaciones media anual entre 2000 y 4000 milímetros.

Es una zona predominantemente lluviosa, pues éstas se hacen presente en casi todos los meses del año.

La temperatura oscila entre los 23 y 26 grados centígrados y la altura de 300 a 600 m.s.n.m.

Flora.

El bosque denso existente en décadas no muy atrás ha sido casi desplazada en su totalidad debido a la intervención humana, tanto es así que la mayor parte del área ha sido transformada a pastos y sembríos. Sin embargo en las partes altas se puede observar remanentes de bosque primarios siendo las siguientes especies las mas predominantes: Laurel *Cordia alliodora*, sapan *Trema micrantha*, pambil, *Iriartea corneto*, Palma real *Inesa colenda*.

Fauna

La alta biodiversidad ecuatoriana reconocida mundialmente, se diversifica aun mas mientras mas nos acercamos a la llanura amazónica, el área donde se ubica el proyecto de construcción del puente sobre el río Puchuchoa se esperaría la representación de gran cantidad de población faunística sin embargo las diversas actividades antrópicas que se desarrollan han desplazado la fauna silvestre hacia sitios mas alejados especialmente las colinas donde aun se puede apreciar bosques selváticos amazónicos, donde las cuatro clases de especies se hacen presentes como:

La avifauna se halla representada por un número elevado de especies pues en el bosque donde se encuentra el proyecto es hábitat de miles de especies de esta clase entre las registradas en el sector se destacan: perdiz, *Tinamus tao*; garza, *Ardea cocoi*; zhapul (loro), *Deroptyus accipitrinus*; también se han identificado buhos, lechuzas, tucanes, carpinteros sin dudas los mas representativos en el área de influencia y en todo este bosque son los colibríes, que presentan colores hermosos especialmente verdes bronceados, y los más numerosos son los passeriformes entre estos formigueros, o falconicáridos, trepadores, los cotíngidos, ictéridos, también están los caciques.

Los mamíferos que de acuerdo al estado de conservación de los ecosistemas han ido escaseando paulatinamente, sin embargo se ha logrado determinar la presencia de: tapir o danta de manta, el oso de anteojos, el venado, el lobo de páramo, armadillo, raposa, cuchucho, cabeza mate, ardilla, guanta, guatusas, comadrejas y ratones.

En cuanto a la presencia de anfibios y reptiles se puede deducir que existen varias especies de ranas, lagartijas, muy rara vez se ha visto la presencia de anuros y serpientes.

La presencia de insectos en el área de influencia del proyecto se elevada entre los que destacan: escarabajos, mariposas, avispas, abejas, hormigas, mosquitos, chicharras, langostas, grillos y gorgojos.

7.2. SOCIOECONOMIA DEL AREA DE INFLUENCIA.

Siendo el análisis del medio ambiente humano de suma importancia, se ha logrado determinar las condiciones socioeconómicas actuales de la región en donde se implantará el puente y se podrá estimar cuanto podrá aportar al desarrollo de la región la construcción del puente antes indicado.

Como se había mencionado con anterioridad, la vía Baeza – Lago Agrio en donde se ubica el puente se constituye en una importante arteria vial para el comercio entre las provincias de Pichincha, Napo y Sucumbíos principalmente; sin embargo en esta caracterización del medio humano se considera únicamente al cantón Gonzalo Pizarro, Parroquia Reventador, que es políticamente donde se ubica el proyecto y considerando la inexistencia de población alrededor del puente a construirse.

A continuación se muestra un cuadro explicativo de la estructura política de la provincia de Sucumbíos.

Cuadro N° 2

CANTONES	CABECERA	PARROQUIAS	
		Urbanas	Rurales
LAGO AGRIO	Nueva Loja	Nueva Loja	Dureno, General Farfán, EL Eno, Pacayacu, Jambeli Santa cecilia.
Gonzalo Pizarro	Lumbaqui	Lumbaqui	El reventador, Gonzalo Pizarro, Puerto Libre.
Putumayo	Putumayo	Putumayo	Palma Roja, Puerto Bolívar, Puerto Rodríguez, Santa Elena.
Shushufindi	Shushufindi	Shushufindi	Limncoha, Pañacocha, San Roque, San Pedro de los Cofanes, Siete de Julio
Sucumbíos	La Bonita	La Bonita	El Playón de San francisco, La Sofía, Rosa Florida, Santa Bárbara.
Cáscales	El Dorado de Cáscales	El Dorado de Cáscales	Santa Rosa de Sucumbíos, Sevilla
Cuyabeno	Tarapoa	Tarapoa	Cuyabeno, Aguas Negras.

La superficie de la provincia de Sucumbíos es de 18327 Km cuadrados, la misma que representa el mas del 6 % del total del territorio nacional y el 15.00% del total de la región amazónica.

7.4.1. Población

Sucumbíos cuenta con 60.000 habitantes, representa el 1,10% del total nacional y el 14.56% del nivel regional. La población provincial se encuentra ubicada el 39.00% en el sector urbano y el 61.00% en el rural. El levantamiento de la información socioeconómica se realizó en base a los datos registrados en el Sistema de Información para la Planificación Nacional – INFOPLAN V 2.0 elaborado por la oficina de Planificación de la Presidencia de la República ODEPLAN 2003 y datos incluidos en el VI Censo de Población y V de Vivienda y el III Censo Nacional Agropecuario realizados en el país en el año 2001.

División Política.

El proyecto a ejecutarse se encuentra ubicado en la parroquia rural El Reventador, perteneciente al Cantón Gonzalo Pizarro de la Provincia de Sucumbíos.

La provincia de Sucumbíos está formada por los cantones: Lago Agrio, Gonzalo Pizarro, Putumayo, Shushufindi, Sucumbíos, Cháscales y Cuyabeno.

El cantón el Gonzalo Pizarro, con 6964 habitantes (INEC 2001), está conformado por las Parroquia urbana de Lumbaqui que cuenta con 1702 habitantes y las parroquias rurales, El reventador con 1125 habitantes, Gonzalo Pizarro, 2278 habitantes y Puerto Libre 798 habitantes.

El cantón Gonzalo Pizarro limita al Norte con el cantón Sucumbíos, al Sur con el Cantón Chaco de la Provincia del Napo, Este con el Cantón Cascales, Provincia de Orellana. y al Oeste con las provincias de Imbabura y Pichincha.

La Superficie del Cantón Gonzalo es de 2.280 km², Temperatura de 18 a 25 grados centígrados.

La principal elevación es el volcán reventador con una altura de 3562 msnm.

Grupos Poblacionales.

Categoría	Casos	%
Indígena	1538	22.09
Negro (afro descendiente)	59	0.85
Mestizo	5.126	73.61
Mulato	71	1.02
Blanco	162	2.33
Otro	8	0.11

Del cuadro antes editado el 22.09% de la población que es indígena lo constituyen Kichwa y Cofán.

En los últimos 7 años el cantón Gonzalo Pizarro a emprendido procesos de planificación local participativa que le han permitido combinar, las características poblaciones con las dinámicas sociales. (Plan de Desarrollo cantonal)

Demografía:

Con el propósito de hacer una comparación de las Provincias vecinas y de acuerdo al último Censo Poblacional efectuado en el país (2001) las provincias de Pichincha, Napo y Sucumbíos tienen la siguiente población.

Provincia	Población			Crecimiento poblacional
	Total	Hombres	Mujeres	
Napo	79.139	40.284	38.855	-2.34
Sucumbíos	128.995	70.139	58.856	4.70
Pichincha	2.388.817	1.167.332	1.221.485	2.80

Nota. Los datos de Pichincha incluye la población de la nueva provincia de los Tsáchilas.

Población Económicamente Activa.

La distribución de la Población Económicamente Activa (PEA), para el Cantón Gonzalo Pizarro es de 2623 habitantes de una población de edad de trabajar es de 4645

7.4.2. INFRAESTRUCTURA SOCIAL.

Educación.

El índice de Educación en el cantón Gonzalo Pizarro cubre dos tipos de educación hispano y bilingüe, donde la cobertura de establecimientos es el siguiente:

Establecimiento	No.	No. De Profesores	No. Alumnos
Colegios Hispanos	5	55	668
Colegios Bilingües Kichwa	1	8	30
Escuelas Hispanas	18	50	1159
Escuelas Bilingües Kichwas	8	19	363
Escuelas Bilingües Confan	1	1	25
Jardín de Lumbaqui hispanos	3	4	60
Total centros Educativos	36	137	2305

Fuente: Plan de Desarrollo Cantón Gonzalo Pizarro.

En cuanto al alfabetismo y analfabetismo en el cantón Gonzalo Pizarro se tienen los datos que se muestra a continuación:

Nivel de Instrucción	Datos reales	
	No.	%
Ninguno	343	6
Alfabetización	29	0
Primario	2935	49
Secundario	956	16
Educación Básica	910	15
Educación Media	89	1
Ciclo Post Bachillerato	22	0
Supeior	218	4
Post Grado	3	0
Ignora	480	9

Salud.

El cuadro que se expone es explicativo de la realidad en cuanto a salud en el cantón Gonzalo Pizarro.

Subcentros	Cobertura Poblacional	Parroquia
Lumbaqui	3249	Lumbaqui
Reventador	1323	Reventador
Puerto Libre	938	Pto. Libre
Patronato Municipal	2238	Cantonal
FONAKISE	1343	Comunidades Kichwa cantonal
Seguro Social Campesino	1800	Cantonal
Puesto de Salud OCP	1600	Cantonal

Las principales causas de morbilidad son: Parasitosis, ira, eda, ivu, Piodermitis, Síndrome Gripal, Faringitis, Vaginitis, Anemia, Otitis y desnutrición.

Servicios Básicos.

De acuerdo a datos obtenidos del documento denominado Plan de Desarrollo Cantonal de Gonzalo Pizarro esta población cuenta con una cobertura de agua del 68.23%, alcantarillado 36.27%, Luz Eléctrica del 62% y Telefonía del 3.54%.

Sistema vial cantonal.

Las dos vías asfaltadas que cruzan el cantón son: la vía Lago – Quito e Interoceánica (Tulcán), las mismas que permiten conexión con la sierra y amazonía norte.

En el interior del cantón la mayoría de vías son lastradas con mantenimiento mínimo y aún se carece de puentes peatonales en los ríos Due, Tigre y otros. A nivel urbano la estructura espacial de la ciudad está definida por la delimitación de

áreas públicas y privadas existiendo un eje generador de la ciudad en dirección este –oeste que la vía principal que corresponde a la vía Quito – Lago Agrio; el trazado de la ciudad es octagonal.

13.-IDENTIFICACIÓN, CALIFICACION Y EVALUACIÓN DE IMPACTOS AMBIÉNTALES

Introducción.

El proceso de identificación de impactos ambientales de acuerdo a lo establecido en lo recomendado en los lineamientos ambientales se lo ha desarrollado por medio de la aplicación de matrices de Leopold, que consiste en hacer un análisis de las actividades que se prevé ejecutar en la construcción del puente, frente a los componentes ambientales, Físicos, Biológicos y Socioeconómicos, caracterizados en la etapa anterior (Diagnóstico- Línea Base) por medio de una relación causa – efecto, en la que se consideran variables que permitan la evaluación real de los impactos a ocasionarse por la construcción del Puente sobre el río Puchuchoa.

Metodología

Considerando la complejidad del análisis ambiental del presente proyecto se ha recurrido a la metodología promulgada por Leopold que consiste en la aplicación de Matrices las que se basan en el cruzamiento de dos factores los que se constituyen en dos variables causa y efecto que permiten dar una idea acertada de la afectación y el grado que ésta provoca al ambiente natural. Considerando que son tres los pasos de evaluación ambiental:

-
- Matriz 1: Interacciones ambientales o de identificación de Impactos
- Matriz 2: Calificación y Evaluación cuantitativa de Impactos Ambientales.

VARIABLE	PARÁMETROS DE EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN
Por su Naturaleza	Positivo	+
	Negativo	-

VARIABLE	PARÁMETROS DE EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN
Persistencia	Fugaz	1
	Temporal	2
	Permanente	3

VARIABLE	PARÁMETROS DE EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN
Acumulación	Simple	1
	Acumulativo	3

VARIABLE	PARÁMETROS DE EVALUACIÓN	CALIFICACIÓN
Extensión	Local	1
	Regional	2
	Nacional	3

Análisis de resultados

Las alteraciones producidas por las diferentes actividades debido a la construcción del puente sobre el río Puchuchoa, se traducen a impactos de carácter ambiental y social, aunque de acuerdo a los resultados éstos son mas bien puntuales y locales y de baja magnitud por lo que su mitigación es de fácil aplicabilidad.

De la matriz N° 1 (ver anexo N° 1), de interacciones se han identificado 108 interacciones; de las cuales la mayoría de afectaciones se producirán en la etapa de Construcción del puente con 74 interacciones que corresponden al 68,52%, el 26,85% en la etapa de mantenimiento con 29 interacciones y el 4,63% esto es apenas 5 impactos se concentrarán en la etapa de operación.

De la matriz N° 2 (ver anexo N° 1), de calificaciones de impactos ambientales se puede deducir que la mayoría de impactos serán temporales con 72 impactos el 66,67; locales en su mayoría con 92 o sea el 85,19%, serán simples 96 esto es el 88,89% y de naturaleza negativos 96 de 108 o sea el 88,89%. Lo que se deduce que la construcción del puente sobre el río Puchuchoa, ocasionará impactos controlados nada severos y se ubicarán dentro del área de influencia directa del mismo.

Así también para obtener resultados cuantitativos y cualitativos de los impactos producidos acudimos la Matriz N° 2 (ver anexo N° 1) que permite visualizar en las últimas columnas y filas el resultado obtenido de la evaluación realizada y tener un criterio real del comportamiento del ambiente frente a las acciones del proyecto.

La afectación de impactos severos se orienta exclusivamente a las etapas de Operación y Mantenimiento así como de aquellos en la etapa de construcción especialmente durante las acciones de Construcción de desvío y Excavación para cimentación del puente.

Con los resultados de la matriz N° 2, se explica como los componentes de la naturaleza mas afectados son el Agua, Aire y componente biológico. Los componentes biológicos, por la naturaleza amazónica donde se ubica el proyecto son de alta biorecuperabilidad; los componentes socioeconómicos y de paisaje, son de baja afectación, se debe a que no existen predios que se vean afectados por la construcción del puente.

Los impactos de acuerdo a su naturaleza son en su mayoría negativos aunque se puede resaltar los impactos positivos que se presentarán debido a la oportunidad de empleo que tendrán los pobladores ubicados dentro del área de influencia del proyecto, pero en la etapa de Operación y mantenimiento es donde el puente terminado producirá impactos positivos de importancia debido al servicio que prestará el puente tanto a la población local, regional como a nivel nacional.

También la matriz N° 2 se identifican los impactos mas severos con colores llamativos así con color rojo se ha señalado al impacto mas fuerte y que mayor afectación provocará al entorno natural, el que afectará al recurso agua debido a que casi todas las actividades que se ejecutarán en la etapa de construcción del puente afectará a este recurso, especialmente debido al tráfico vehicular permanente que presentará el puente cuando este esté terminado, seguido del mantenimiento que debe tener.

9. PLAN DE MANEJO

El Plan de Manejo Ambiental está orientado a la implementación de acciones y obras que permitan prevenir, mitigar y corregir los posibles impactos y efectos ambientales ocasionados por la construcción del puente sobre el río Puchuchoa, tanto en la etapa misma de su construcción así como de operación y mantenimiento.

El estudio de impactos ambientales analiza cada uno de sus componentes, tanto biofísicos como sociales, para proyectar la mitigación de los impactos negativos y el incentivo de los impactos positivos, estableciendo una serie de medidas ambientales que tienen que aplicarse a través de diversos mecanismos institucionales.

Una vez que se ha identificado, valorado y jerarquizado los principales impactos ambientales que se darán en el proyecto, se procede a la formulación del Plan de Manejo Ambiental, que plantea medidas de mitigación y estrategias constructivas, que permitirán atenuar los efectos que se pueda generar por la construcción y operación del proyecto en mención.

9.1. Objetivo:

El objetivo básico del Plan de Manejo Ambiental (PMA) es proponer medidas de mitigación y estrategias, en el manejo de los recursos naturales, definiendo las responsabilidades de las diversas entidades y población relacionada y vinculada con el proyecto.

El presente Plan de Manejo Ambiental, busca prevenir, reducir o mitigar los impactos que causará la construcción del puente sobre el río Puchuchoa, propondrá programas o medidas que sean factibles de realización, tanto para las

fases de operación y mantenimiento relacionadas y se establecerán los costos ambientales para cada una de las medidas y del Plan, conjugado con su correspondiente cronograma de aplicación.

9.2. *APLICACIÓN DE MEDIDAS MITIGADORAS*

Para la determinación de las medidas que se exponen en el presente Plan de Manejo Ambiental se ha considerado el libro de Especificaciones Generales para Construcción de Caminos y Puentes MOP-001-F-2002, especialmente su capítulo 200 que trata el tema ambiental de donde se ha considerado los respectivos rubros ambientales.

La empresa que esté a cargo de la construcción del puente estará obligada a cumplir con lo estipula la Sección 104 que contempla el Marco de Actuación Ambiental y Sección 105 Participación de la Comunidad del libro MOP-001-F-2002. Deberá adicionalmente tomarse en cuenta las Secciones 102 y 103 referentes a la Contratación y Ejecución misma del Contrato y demás secciones del libro que se relacionen con la ejecución del proyecto.

9.2.1. **Disposiciones generales:**

La compañía constructora tiene como obligaciones de acuerdo a las características del proyecto las siguientes disposiciones:

- Conocer la legislación ambiental y cumplir con las disposiciones allí contenidas, esto es, leyes, reglamentos y demás disposiciones de alcance nacional, seccional o local vigentes y otras que se aprueben o se adopten con el objetivo de proteger el medio ambiente. El constructor debe procurar la menor afectación e impactos negativos sobre los diferentes factores ambientales.

9.2.2. FUENTE DE MATERIALES

El constructor deberá identificar el sitio desde donde traerá los agregados pétreos, según su necesidad, sin embargo para la ejecución del presente proyecto se ha identificado como fuente de obtención de materiales se ha determinado aquellos existentes en la mina El Salado del río del mismo nombre. De esta mina se puede extraer material pétreo en cuanto se refiere al material metálico este será obtenido de la compañía IPAC de la ciudad de Guayaquil donde existe las estructuras de Acero necesarias en cuanto al material granular y cemento será obtenido de acuerdo a la disponibilidad del mercado.

301-4. REMOSION DEL PUENTE

De acuerdo a las especificaciones y acuerdos contractuales la Compañía constructora podrá hacerse cargo de la remoción del puente viejo el cual en la actualidad está conformado por una estructura metálica y soportes de hormigón.

301-4.01.Descripción.- Este trabajo consistirá en la remoción total de la estructura metálica del puente, hormigón y mampostería, cuya remoción y abandono esté previsto en los documentos contractuales.

301-4.02.Procedimientos de trabajo.- La remoción de puentes que estén en servicio se realizará después de que se haya efectuado la construcción prevista, a fin de facilitar el tránsito un paso alternativo.

Los procedimientos de trabajo para la remoción de puentes de hormigón armado y precomprimido y la disposición del hormigón despedazado serán de acuerdo a lo estipulado en la subsección 301-3 de estas Especificaciones; pero siempre supeditados a las estipulaciones de esta subsección 301-4 y a las Disposiciones Especiales.

En lo que se relaciona a la sub-estructura, las pilas deberán removerse hasta el fondo o lecho del río o quebrada, y los estribos hasta al menos 30 centímetros por debajo del terreno natural. Entre la maquinaria necesaria para esta actividad constará un martillo neumático y una pala mecánica.

301-4.03.Medición.- La medición de trabajos de remoción de parte de un puente será por metro cúbico para puentes de hormigón o mampostería y por monto global para cualquier otro tipo de puente.

301-4.04.Pago.- Las cantidades establecidas en la forma indicada en el numeral anterior se pagarán por suma global contractuales, de acuerdo a los rubros abajo designados y que consten en el contrato de construcción del puente.

Por no constituirse en un rubro ambiental no se contempla dentro del presupuesto del presente estudio.

Rubro	Descripción	Unidad
301-4.	Remoción de puentes de hormigón y mampostería	Suma global

310. DISPOSICION FINAL Y TRATAMIENTO PAISAJISTICO DE ZONAS DE DEPOSITO (ESCOMBRERAS.)

310.(1)E- Descripción.- Comprende la ubicación, tratamiento y mantenimiento de las zonas denominadas escombreras o botaderos, las cuales recibirán los restos o residuos producto del derrocamiento del puente, materiales pétreos desechados, suelos, y otros.

Por ningún motivo los desechos indicados serán arrojados a los cauces naturales ni a media ladera; estos serán almacenados en sitios previamente identificados en la evaluación de impactos ambientales o de acuerdo a lo que disponga el Fiscalizador

y en todo caso los trabajos se realizarán teniendo en cuenta condiciones adecuadas de estabilidad, seguridad e integración con el entorno.

310-02 Procedimiento de trabajo.

Podrán utilizarse para estos efectos depresiones naturales o artificiales, las que se rellenarán por capas en forma ordenada, sin sobrepasar los niveles de los terrenos circundantes, permitiendo el drenaje en forma adecuada.

La formación del botadero deberá iniciarse una vez que el Contratista presente a la Supervisión Ambiental los planos definitivos de la construcción del botadero, los materiales a depositar, el volumen del depósito y una descripción del sitio a rellenar, que incluirá el tipo de cobertura vegetal existente, tipo de suelo y la hidrología del área.

Una vez aprobados los diseños por parte de la Fiscalización, el Contratista procederá a:

- Retirar y acumular adecuadamente los materiales excedentes producto de excavaciones y derrocamiento del puente y la capa de suelo orgánico del sitio, el mismo que servirá posteriormente para cubrir el botadero.
- El material deberá ser tendido en capas y nivelado. El Manual de Especificaciones del MOP recomienda que para lograr una adecuada compactación, se debe realizar por lo menos 4 pasadas de tractor de orugas y en las capas anteriores a la superficial por lo menos 10 pasadas.
- Una vez que el botadero ha llegado al nivel de diseño, deberá colocarse una capa de 25 a 30 cm de suelo orgánico, el mismo que debe ser acumulado al inicio de la construcción del botadero.
- El contratista suministrará a su costo: entibados, tablestacado puntuales y cualquier otro tipo de protección adicional temporal que sea necesario para garantizar la estabilidad del relleno.

- Debe proveerse también un sistema de drenaje subsuperficial para evacuación de aguas lluvias y aguas de filtración.

En relación con los trabajos de adecuación de los sitios de botaderos, como el desbroce y movimiento de tierras, previos; estos se pagarían con los rubros del Presupuesto General.

310-02.1 Ubicación.- Los lugares escogidos como escombreras o botaderos son aquellos sitios que cumplan con las siguientes condiciones mínimas.

Deberá preferirse aquellos lugares en los cuales los suelos no tengan un valor agrícola; donde no se altera la fisonomía original del terreno y no se interrumpen los cursos de aguas superficiales y subterráneas, tales como depresiones naturales o artificiales, las cuales como serán rellenadas ordenadamente en capas y sin sobrepasar los niveles de la topografía circundante respetando siempre el drenaje natural de la zona.

Para el presente puente no se ha previsto que la remoción esté a cargo de la compañía constructora. Sin embargo de quien recaiga la responsabilidad del derrocamiento del puente deberá seguir las especificaciones antes descritas.

203 DESVIOS.

203-1.01.Descripción.- Los desvíos son tramos de camino provisional que se construyen para el tránsito público, cuando no sea conveniente llevarlo por una carretera en construcción, mejoramiento o por una ruta alterna existente o por la construcción de un puente que impida la utilización del mismo.

Los caminos de desvío que han de construirse se señalarán en los planos o por el Fiscalizador, y deberán tener las características de pendiente y alineamiento que permitan su utilización normal para el tránsito público.

203-1.02.Procedimiento de Trabajo.- La construcción de caminos de desvío se efectuará con equipo y materiales adecuados y comprenderá movimiento de tierras, drenaje, afirmado, y señales de advertencia a fin de mantener una circulación segura mientras sea utilizado el desvío.

Para la construcción del puente sobre el Río Puchuchoa, no habrá necesidad de construcción de un desvío, pues éste será construido paralelo al existente y una vez construido el existente será derrocamiento del actual y la construcción del paso provisional consistirá en

9.2.3. Otras disposiciones generales

La compañía constructora verificará que sus vehículos y maquinarias destinadas a las distintas actividades operativas, deberán tener incorporados contenedores apropiados, a fin de que la carga depositada en ellos quede contenida en su totalidad para evitar el derrame, pérdida y el escurrimiento del material durante el transporte; las compuertas de descarga permanecerán aseguradas y herméticamente cerradas durante el transporte y la carga será cubierta con un material resistente que caiga por lo menos 30 cm. a partir del borde superior del contenedor; dispondrán de alarmas acústicas o visuales para operaciones de reversa.

Es obligatorio para el constructor que el mantenimiento de la maquinaria y vehículos automotores deban tener una perfecta combustión de sus automotores, el ajuste de los componentes mecánicos, la calibración de la presión y el cambio periódico de filtros para disminuir el ruido, el consumo de combustibles, y su correspondiente emisión de contaminantes a la atmósfera. Todo material que sea encontrado fuera de lugar, a causa del descuido en el transporte, como restos de hormigón, rocas, restos de vegetación, etc., será retirado por el contratista y sin

derecho a pago. En caso de no hacerlo, la fiscalización podrá ordenar el retiro del material a terceros, a costo del contratista.

En la etapa de construcción del tablero, los encofrados deberán disponer de una sección adicional de por lo menos 1.0 m a cada lado para evitar la caída de materiales al cauce del río, dependiendo de la estructura del puente a construirse, es importante mencionar que el constructor deberá dar un adecuado manejo a los sobrantes de los materiales utilizados, y deberá recogerlos en recipientes adecuados que permitan disponerlos en el vertedero Municipal.

Todo residuo de combustible y aceites que se derramen durante los cambios de aceite en los patios de mantenimiento, serán recogidos en recipientes apropiados para ser llevados a sitios de disposición final. El derrame de éstos en el suelo o en los cuerpos de agua está terminantemente prohibido.

Los sitios de emplazamiento de maquinaria estacionaria (compresores, generadores, etc.), serán revestidos en lo posible por plataformas de hormigón u otro material impermeable que permita drenar los derrames de combustibles y lubricantes hasta zanjas o canales que faciliten la recolección de éstos. Para recoger residuos hidrocarbúricos derramados accidentalmente se utilizarán materiales absorbentes como aserrín o esponjas.

Es necesario que exista una fiscalización ambiental, responsable de la supervisión del proyecto y que inspeccionará y confirmará que todas las medidas de mitigación ambiental establecidas tanto en la legislación ambiental vigente como en el plan de manejo propuesto sean observadas y ejecutadas durante las diferentes etapas del proyecto, la implementación de la fiscalización ambiental será de exclusiva responsabilidad del MTOP, dependerá de las políticas internas de esta entidad y la podrá ejercer directamente a través de la Dirección de Gestión Ambiental o mediante la contratación de los servicios de fiscalización.

Fase de Ejecución de la Medida:

Las medidas descritas se aplicarán durante la ejecución de los trabajos.

▪ Costo

Estos procedimientos generales no se presupuestan pues su implementación es de responsabilidad del constructor.

9.3. MEDIDAS DE PREVENCIÓN Y CONTROL

9.3.1. Salud y Seguridad Ocupacional

Descripción.- El constructor tiene entre sus obligaciones el dotar a los trabajadores implementos de seguridad, tales como: cascos, botas de acuerdo al tipo de trabajo, guantes, orejeras o tapones para oídos, mascarillas, protectores oculares, chalecos reflectivos, etc. para protegerse de materiales caídos, polvo y ruido generados por el tráfico y la maquinaria pesada que se empleará durante la ejecución del proyecto.

Por cuanto en el área de influencia directa del proyecto, estarán permanentemente trabajadores, es necesario dotarles de una letrina sanitaria de características adecuadas las que se detallan mas adelante. Esta letrina tendrá la finalidad de captar las excretas y adicionalmente se ubicarán contiguos basureros de plástico para la recepción de desechos.

Los desechos depositados en los basureros serán recogidos periódicamente por personal del constructor para ser entregados a los carros recolectores de basuras de la Municipalidad de Gonzalo Pizarro.

Los residuos sólidos biodegradables, serán ubicados en una fosa de desechos, la que será ubicada cerca del campamento, en un sitio aprobado por la fiscalización.

En la Población de El Reventador la compañía que estará encargada de la construcción del puente arrendará un predio donde se hospedará al personal así como servirá para almacenar en bodegas los materiales necesarios para la ejecución del proyecto.

- Fase de Aplicación

Esta medida debe aplicarse al inicio de los trabajos y la utilización será obligatoria para los trabajadores, durante el periodo de ejecución de las obras.

El sitio recomendado para esta construcción es la margen derecha del puente orientado desde Baeza hacia Lago Agrio.

201 –(1)aE. LETRINA SANITARIA

201-(1)aE Descripción: Este rubro consiste en la construcción de pequeñas y sencillas edificaciones de material fácilmente desmontable como zinc y bloque, que evita la contaminación del suelo, aire y especialmente agua, básicamente se la utiliza en las principales necesidades sanitarias de las personas, generalmente se ubican a una distancia prudencial de las frentes de trabajo del proyecto.

Para el proyecto propuesto se ubicarán dos letrinas ubicadas en los extremos del puente de acuerdo a las especificación que se describe a continuación.

201-(1) aE. Procedimiento de trabajo

La ejecución de ese rubro de carácter ambiental se aplicará tan pronto se de inicio de los trabajos y la utilización será obligatoria para los trabajadores, durante el período de ejecución de las obras.

El procedimiento constructivo de esta medida se basa en seleccionar un terreno lo mas cercano posible al sitio de trabajo del personal de la obra, esta selección se la ejecutará por técnicos ambientales que permitan tomar las medidas adecuadas para la obtención positiva del objetivo de la construcción de esta estructura.

Una vez seleccionado el lugar, se procede a excavar un hoyo de 1.10 m. de diámetro por 1.80 m. de profundidad; si el suelo es deleznable se revestirán las paredes; centrado sobre el orificio se construye una pequeña pared de 0.20 m. de alto formando un cuadro de 1.3 m de lado, sobre ella se asienta una loseta de hormigón de 8 cm. de espesor armada con varilla de 6 mm. cada 16 cm, dejando un orificio de 10cm para ubicar el tacinete separado 40 cm. de la pared y que coincida con el hueco inferior. Luego de ejecutada la loseta, sobre esta se elevan paredes de bloque de acuerdo al diseño mostrado en el anexo correspondiente, se colocará una puerta de madera rústica de 1.50 m. de alto por 0.70 m. de ancho, dejando un espacio en la parte superior (tumbado) e inferior (piso) unos 25 cm para permitir una mejor ventilación. Sobre las paredes se colocarán 5 cuartones de 4 cm. X 4 cm. en los extremos y en el medio, sobre los cuartones se instalarán 1 hoja de zinc 3,50 X 0,90 m clavadas a estos. Terminados los trabajos de construcción del puente se procederá a la remoción de la letrina y la readecuación del sitio, los escombros serán depositados en el vertedero de desechos utilizado por el I. Municipio del Cantón Gonzalo Pizarro.

201-(1)aE.02. Materiales. Los materiales a utilizarse en esta construcción satisfacerán el objetivo para la cual se construyó.

201-(1)aE.03. Medición y Pago. Los trabajos descritos en este rubro se medirán por unidad completa, una vez construida y constatando el funcionamiento de la letrina.

El pago por el cumplimiento de este rubro constituirá la compensación total por la excavación, transporte de materiales, construcción de paredes, puerta, techo, colocación del tacinete, posterior remoción de letrina y readecuación del sitio, así como toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y operaciones conexas par ala ejecución de los trabajos.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad
201-(1)aE	Letrina	U.	2,00

212-01 RELLENO SANITARIO

212-01 Descripción. El relleno sanitario es un técnica de eliminación final de desechos sólidos en el suelo, que no causa molestia ni peligro para la salud y seguridad pública; tampoco perjudica al ambiente durante su operación ni después de terminado el mismo.

Esta técnica utiliza principios de ingeniería para confinar basura en un área lo mas pequeña posible, cubriéndola con capas de tierra diariamente y compactándola para reducir su volumen, son sitios tipo trinchera para el confinamiento y biodegradación de los residuos sólidos orgánicos, contaminantes o no, que se producirán en la zona donde se ubica la bodega de materiales de construcción.

212-02. Procedimiento de Trabajo. El método constructivo y la secuencia de la operación de un relleno sanitario están determinados principalmente por la

topografía del terreno escogido, aunque también dependen de la fuente del material de cobertura y de la profundidad del nivel freático. La fosa descrita está en capacidad de confinar y biodegradar los desechos sólidos que normalmente se producen en los frentes de trabajo y en las actividades propias de funcionamiento del campamento. Es importante mencionar que los residuos sólidos no biodegradables, se recogerán temporalmente en recipientes apropiados para su disposición final periódico en el vertedero municipal.

Para el cálculo de las cantidades de obra de ésta medida se han considerado los siguientes criterios:

- Número de trabajadores = 20
- Tiempo permanencia en la obra = 180 días
- Desechos por persona = 0.6 kg/día
- Densidad = 500 kg/m³

- Fórmula:

$$\text{m}^3 \text{ de relleno} = 20 \times 180 \times 0.6 / 500$$

$$\text{m}^3 \text{ de relleno} = 4.32 \text{ m}^3$$

El volumen de desechos sólidos que se producirá durante la construcción del puente es aproximadamente de 4.32 m³., volumen que será confinado en un relleno de 8 m³. de capacidad neta y 9.6 m³. de capacidad bruta, donde se incluyen los volúmenes de la capa de tierra y cal hidratada que se utilizan en la operación del relleno sanitario

Con respecto a la localización puntual de la fosa de desechos sólidos biodegradables, éstos estarán ubicados en zonas despobladas a un mínimo de 150 m. de distancia del frente de trabajo ya señalados; los sitios de emplazamiento estarán distantes de los cursos de agua sean éstos esteros, quebradas o ríos; la topografía será preferentemente colinada con suelos estables y bajo contenido de

humedad. En todo caso los sitios de emplazamiento de los rellenos sanitarios serán aprobados por la Fiscalización.

Para esta fosa no se requiere de materiales de construcción, únicamente en su operación se utilizará cal hidratada para incrementar el nivel de seguridad del relleno.

El procedimiento de trabajo consiste en la excavación de una fosa en los sitios y frentes de trabajo señaladas para depositar en éste los residuos sólidos orgánicos, extenderlos en capas de 30 a 40 cm. compactarlos hasta que alcancen una densidad de 500 kg/m³ y cubrirlos diariamente con capas de tierra de 50 cm. añadiendo a éstas 2 kilos de cal hidratada por m². de superficie del relleno.

212- Medición. La medición se hará por unidades, es decir por zanjas o trincheras técnicamente construidas, operadas y recuperadas ambientalmente, de conformidad con lo descrito en las especificaciones ambientales particulares o de acuerdo a lo ordenado por el fiscalizador.

212-04 Pago.- Las cantidades por liquidar serán pagadas al precio del contrato por unidad de medida y será la compensación total por a correcta ejecución de todos los trabajos descritos en esta sección.

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad
212-01	Relleno sanitario	u.	1,00

▪ Responsables

El cumplimiento de los rubros antes descritos (Letrina, Pozo séptico y relleno sanitario), y sus características es de responsabilidad de la fiscalización que realizará las verificaciones necesarias durante el periodo de trabajos.

9.3.2. Patio de Mantenimiento de Equipos y Maquinarias

El constructor puede establecer su centro de operaciones de maquinaria cerca del puente o en algún centro poblado dentro del área de influencia del proyecto. Con la finalidad de evitar la contaminación de las aguas del cauce del río en el primer caso o la contaminación de los sistemas de alcantarillado con grasas, lubricantes, combustibles, etc. provenientes del mantenimiento de la maquinaria utilizada en las excavaciones y para el levantamiento de la superestructura, se deberá construir un patio de maquinarias con la correspondiente trampa de grasas para cada uno de los eventos.

201-(1)cE TRAMPA DE GRASAS Y ACEITES

201-(1)cE.1 Descripción. Es el lugar donde permanezcan las máquinas el objetivo es no contaminar con lubricantes, grasas y combustibles otras zonas del área de influencia indirecta del proyecto.

201-(1)cE2. Procedimiento de trabajos

Conjuntamente con la fiscalización se debe escoger un lugar ligeramente alejado del lecho del cauce en el caso de construirlo junto al puente.

El patio para las maquinarias será de 25m × 15m, encementado, y alrededor tendrá canales para la circulación de las aguas contaminadas que llegarán a la trampa de grasas y aceites, la misma que tendrá una tubería de descarga hacia un pozo de infiltración.

Los contaminantes (grasas, aceites, combustibles, etc.) retenidos en la trampa serán recolectados periódicamente por el constructor y llevados a un sitio de

disposición final que no contamine el ambiente, aprobado por la fiscalización ambiental.

Luego de finalizados los trabajos, el constructor procederá a la demolición del patio de maquinarias, reparación del sitio y transporte de los escombros al depósito de desechos de Gonzalo Pizarro.

▪ Fase de Aplicación.

La presente medida se aplicará inmediatamente al inicio de los trabajos y su utilización será obligatoria, durante el período de ejecución de las obras.

201-(1)cE 3. Medición

Los trabajos descritos en este rubro se medirán en forma global, una vez terminado el patio de maquinarias, la recolección de desechos y la remoción al final de la obra.

201-(1)cE4 Pago

Los gastos ocasionados por estos trabajos correrán a cargo de la empresa constructora. Únicamente se pagará el rubro ambiental correspondiente a la trampa de grasas.

▪ Presupuesto

RUBRO	DESCRIPCION	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
201-(1)cE	Trampa de grasas y Aceites	1	106.10	106.10

▪ Responsables

Los responsables del cumplimiento de esta medida es la constructora.

9.3.3. Educación y Concienciación Ambiental

Esta medida conlleva a la ejecución por parte del contratista de un conjunto de actividades cuya finalidad es la de fortalecer el conocimiento y respeto por el medio ambiente, involucrando directamente a los habitantes que serán beneficiados por la obra, para lo cual se implementará una campaña de información, por las características de la población oriental y en especial dentro del área de influencia directa del proyecto este rubro se limitará a la ejecución de: comunicados radiales y charlas de concienciación.

a) Comunicados radiales.- Los comunicados radiales serán de temática informativa relacionada con la obra a ejecutar y será difundida por medio de la radiodifusora local mas sintonizada del Cantón Gonzalo Pizarro.

b) Charlas de concienciación.- Las charlas de concienciación estarán dirigidas al personal que laborará en la construcción así como a la población asentada en las inmediaciones del proyecto, se desarrollarán temas relativos al proyecto y su vinculación con el medio ambiente.

▪ Fase de Aplicación

Esta medida debe ser aplicada con antelación de por lo menos de un mes antes de la ejecución de los trabajos.

▪ Procedimiento de Trabajo

a) Comunicados radiales

Los comunicados radiales deben durar 45 segundos, se pasarán a través de una radiodifusora de mayor sintonía en la provincia de Sucumbíos y particularmente en el cantón Lago Agrio y la Parroquia Reventador se contratará paquetes de difusión radial que permitan transmitir “cuñas” informativas en las horas de mayor audición y direccionadas a los usuarios regulares como transportistas, viajeros, comerciantes y productores de la zona, que receptorán los mayores impactos durante el período de construcción del proyecto.

Las cuñas radiales serán transmitidas en horario de 6 a 8h00, de 12 a 14h00 y de 19 a 20h00, de lunes a domingo con una duración de 45 segundos, cada media hora. Su transmisión será de seis meses.

Los comunicados podrán tener el siguiente texto:

“El Gobierno Nacional, a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas y Comunicaciones, ha contratado a la empresa constructora “.,.,.” la construcción del puente sobre el río Puchuchoa ubicado en la carretera Baeza – Lago Agrio, con un plazo de construcción de “.,.” meses.

b) Charlas de Concienciación.

Esta actividad tiene como objetivo concienciar ambientalmente y capacitar al personal de la constructora, así como a representantes de la sociedad civil del cantón sobre cómo ejecutar las labores propias de la construcción. Tendrán una duración de una hora y los temas a tratar serán muy concretos, prácticos y de fácil comprensión, tales como:

- La naturaleza amazónica y su relación con las culturas indígenas ancestrales.
- Conservación del bosque amazónico, la salud, seguridad y medio ambiente.
- Las alteraciones ambientales que provocan los proyectos viales
- Los beneficios sociales y ambientales que traerá la construcción del proyecto.

- La seguridad industrial y lo importante de la utilización de equipos de seguridad.

▪ **Medición**

El cumplimiento de las cantidades y método para la ejecución de este rubro es de responsabilidad del fiscalizador ambiental que se contrate.

▪ **Pago**

El pago por estos rubros constituirá la compensación total por la planificación, y contratación de la emisora de radio para pasar los comunicados radiales; la planificación y contratación de un profesional con experiencia en manejo de recursos naturales, desarrollo comunitario y comunicación social para dictar las charlas ambientales; así como por toda la mano de obra, equipo, herramientas, materiales y demás operaciones conexas para la ejecución de las tareas descritas.

▪ **Presupuesto**

RUBRO	DESCRIPCION	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
220-(1)	Charlas Concientización	2	229,14	458,28
220-(5)	Comunicados Radiales	150	4.27	640.50

▪ **Responsables**

El constructor es el responsable de implementar la medida propuesta, y la fiscalización de realizar las verificaciones necesarias para determinar si se está efectivamente ejecutando.

9.4. MEDIDAS DE MITIGACIÓN

9.4.1. Medida para la recuperación ambiental

Existen algunas medidas que se orientan a la mitigación de los impactos ambientales que fueron anteriormente ya identificados y que van a provocar alteraciones al entorno natural entre estas se encuentran aquellas que provoquen la recuperación natural de los componentes fundamentales del ecosistema amazónico suelo, aire y agua todas estas fueron ya descritas anteriormente, sin embargo se puede describir las áreas que serán ocupadas por las estructuras como bodegas, patios de máquinas y sitios de bote para lo cual se establece la Medida de Área sembrada y área plantada, sin embargo debido a las características ambientales del lugar no son necesarias pues la humedad y las temperaturas adecuadas permiten la autorecuperación natural, sin embargo es necesario que se realicen actividades para facilitar esta recuperación espontánea las que se resumen:

- Se evitará en todo caso causar la pérdida de la vegetación en flancos del río.
- Cuando se tenga que realizar cortes de vegetación, se lo hará con sierras de mano y no con buldózer, para evitar daños en los suelos y deterioro de zonas adyacentes.
- Los residuos del desbroce no deben llegar a las corrientes de agua. Estos deben ser apilados de tal forma que no causen desequilibrio en el área de trabajo hasta ser desalojados a sitios determinados previamente por la Fiscalización; de ninguna manera estos residuos pueden ser quemados.
- Las actividades de caza están prohibidas en las áreas aledañas a la zona de construcción del puente, así como la compra de animales silvestres (vivos, embalsamados o pieles) a los lugareños.
- La pesca por parte de los obreros en ríos o quebradas o cualquier cuerpo de agua, por medio de dinamita o barbasco queda terminantemente prohibido.

Cuando se produzcan daños importantes que afecten a la flora nativa, el contratista procederá a la restauración de la cubierta vegetal, creando condiciones óptimas que posibiliten en el corto plazo, la implantación de especies herbáceas y en el largo plazo la colonización de vegetación similar a la natural.

9.4.2. SEÑALIZACION AMBIENTAL E INFORMATIVA

711-(1) SEÑALIZACION AMBIENTAL

711-01. Descripción.- Trata sobre la implementación de una adecuada señalización con temas alusivos a la prevención y control de las actividades humanas a fin de evitar deterioros ambientales en las zonas de trabajo de la obra vial

711-02. Procedimiento de trabajo. Antes de iniciar los trabajos preliminares en la obra, el contratista implementará una adecuada rotulación ambiental de carácter: i) informativa, ii) preventiva y iii) de restricciones.

La instalación de los rótulos de concienciación ambiental es un trabajo que se debe ejecutar en los sitios establecidos más adelante, y cumplirán con lo descrito en el libro Especificaciones Generales para la construcción de Caminos y Puentes – MOP-001- F 2002, y las instrucciones de la fiscalización ambiental.

Se colocarán rótulos ambientales en los siguientes sitios:

- A 300 metros a cada sentido antes de llegar al puente sobre el río Puchuchoa, su tamaño es de 2,40 m × 1,20 m con leyendas:

1. EL PLANETA ESTA ENFERMO AYUDEMOS A RECUPERARSE
2. LA NATURALEZA AMAZONICA ES FRÁGIL NO LA LASTIMES
¡PROTEGELA ¡

Se colocarán rótulos informativos en los siguientes sitios:

- A 50 metros en cada sentido del puente antes de llegar a éste el nombre del río y la longitud del puente su tamaño es de 180 cm x 90 cm

RIO PUCHUCHOA Longitud. 85 m.

Las placas o paneles serán montados en postes metálicos que cumplan las exigencias correspondientes a lo especificado en la Sección 830 de las Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes , MOP 001 – F 2002, dichos paneles incluirán una reflectancia de grado diamante.

▪ Fase de aplicación

La aplicación de esta medida se lo realizará en las etapas finales de los trabajos de construcción del puente.

711-03 Medición

La medición de los rótulos será unitaria y se pagarán por unidad a los precios contractuales que consten en el contrato.

711-04. Pago

Para el pago de este rubro se asume lo indicado en la sección 711 de las Especificaciones Generales MOP - 001 - F 2002.

■ Presupuesto

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. Uni.	P. TOTAL
711-(1)a	Señalización Ambiental (2.40 x 1.20 m)	U	2	103.00	206.00
711-(1)b	Señalización Ambiental informativa 1,80 x 0,90 m)	U	2	103.00	206.00

■ Responsables

El constructor es el responsable de implementar la medida propuesta, y la fiscalización de realizar las verificaciones necesarias para determinar si efectivamente se han colocado.

9.4.3. Señalización Preventiva

710-(1) SEÑALIZACION PREVENTIVA (temporales)

710-(1)01 Descripción. Considera una serie de actividades tendientes a delimitar y señalizar las áreas de trabajo de tal forma de generar todas las condiciones de seguridad a los usuarios del puente y a los obreros del mismo en sus etapas de construcción y mantenimiento. Las características constructivas y la ejecución de obras de carácter vial reviste un peligro potencial tanto para pobladores de la zona de influencia, así como para los usuarios, por lo tanto es importante disminuir dicho peligro por medio de la ubicación de señalización que permita advertir de las distintas actividades que se desarrollan durante la construcción del puente y de los trabajos que se ejecutan, utilizando las leyendas que se detallan a continuación, cuya dimensión será 1.20 x 0.60:

- BAJE LA VELOCIDAD
- PUENTE EN CONSTRUCCIÓN
- HOMBRES TRABAJANDO

La señalización será de tipo vertical y cumplirá con las normas establecidas en el libro de Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes, MOP – 001 F 2002. Secciones 710 Señalización Preventiva, 710 Señalización Preventiva. Se ubicarán de acuerdo con las instrucciones de la fiscalización ambiental y/o lo propuesto en el anexo respectivo y serán temporales mientras dure la ejecución de los trabajos, después de los cuales serán removidas en su totalidad.

■ **Fase de Aplicación:**

■

La presente medida se aplicará inmediatamente al inicio de los trabajos y durará mientras se ejecutan los mismos.

710-(1)02. Procedimiento del Trabajo.- El tránsito durante el proceso de construcción debe ser planificado y regulado mediante adecuados controles y auto explicativos sistemas de señalización de carácter preventivo (rótulos, conos etc).

710-(1) 03. Medición y Pago

Este pago se cancelará por el cumplimiento de cada uno de la rotulación ambiental

Presupuesto

RUBRO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. Uni.	P. TOTAL
710-(1)a	Señal Preventiva (conos de seguridad h=90 cm	U.	30	24,47	734,10
710-(1)b	Señal Preventiva (Puente en Construcción 1.20 x 0.60)	U	2	103,00	206.00

710-(1)c	Señal Preventiva (Hombres Trabajando 1.20 x 0.60)	u	2	103,00	206.00
710-(1)d	Señal Preventiva (Restricción Velocidad 1.20 x 0.60)	u	2	103,00	206.00

710-(1) Responsables.

El constructor es el responsable de implementar la medida propuesta y la fiscalización de realizar las verificaciones necesarias durante el período de construcción para efectivizar el cumplimiento de la utilización de las señales.

10. CONSULTA PÚBLICA

La Consulta Pública constituye una herramienta útil en el proceso de definición y diseño de proyectos, que tiene como objetivo conocer las funciones de las instituciones consultadas, avances en torno a la gestión ambiental institucional y aplicación de procedimientos en su jurisdicción política y administrativa, así también permite alentar a la población y autoridades locales a expresar sus problemas y preocupaciones en torno al proyecto de construcción del nuevo Puente y obtener sus percepciones respecto a problemas ambientales que podría generar ésta obra y por último da la oportunidad de obtener recomendaciones de los entes consultados e incorporarlas en el diseño definitivo del proyecto.

A pesar de lo indicado, debido al tamaño del puente, y a la ausencia total de población cercana al proyecto no se procedió a la ejecución de este procedimiento.

11. PLAN DE MONITOREO AMBIENTAL

El seguimiento o vigilancia ambiental se refiere al cumplimiento del Plan de Manejo Ambiental, en el cual se especifican las medidas ambientales que se tomarán para prevenir o mitigar los posibles impactos ambientales.

El propósito de este Plan de Seguimiento es el de proporcionar la información que indique que los impactos predichos en el proyecto no sobrepasan los límites aceptables en cuanto a la ingeniería y el medio ambiente y dar una advertencia oportuna en el caso de que las condiciones ambientales sean inaceptables (Banco Mundial, 1991).

El Plan de Monitoreo Ambiental estará dirigido hacia dos situaciones específicas, el monitoreo en la etapa de Construcción y el monitoreo en la etapa de Operación y Mantenimiento del puente.

Para cumplir con el objetivo propuesto se definen como actores del Plan a la Empresa Constructora, el ente ejecutor que es el Ministerio de Transporte y Obras Públicas y el I. Municipio del cantón Gonzalo Pizarro.

11.1 Etapa de Construcción

La implementación del Monitoreo en esta etapa estará a cargo de la Empresa Constructora, a través del Especialista Ambiental de la misma.

El Especialista Ambiental viabilizará los procedimientos constructivos y operacionales para cumplir con las medidas de prevención y mitigación propuestas.

La Fiscalización comprobará el cumplimiento del uso de materiales calificados, dimensiones mínimas requeridas, buen acabado de obras

(letrinas, pozos sépticos, rotulación, etc.) cantidades establecidas y sitios de ubicación.

En coordinación con la fiscalización ambiental el constructor ubicará las señales provisionales de tráfico en los frentes de trabajo para evitar en lo posible accidentes e interrupciones.

El fiscalizador ambiental monitoreará periódicamente el estado de funcionamiento de motores, filtros, alarmas acústicas, en los equipos y maquinarias que se utilicen en el proyecto, así como también la utilización de lonas para cubrir las cargas de materiales.

La fiscalización comprobará el cumplimiento de las medidas de seguridad por parte del personal de trabajadores de la empresa constructora, esto es la obligación de uso de cascos, botas, guantes, orejeras, gafas, etc., así como el uso de letrinas por parte del personal que labora en la ejecución del proyecto.

11.2 Etapa de Operación y Mantenimiento

En esta etapa se considerarán los trabajos de mantenimiento necesarios durante la vida útil del proyecto, tomando en cuenta lo siguiente:

- Reparación de estructuras menores (barandas, desagües, etc.)
- Limpieza y mantenimiento del puente (pintura, señalización, etc.)
- Se hará un control de los recursos naturales (agua, suelo, flora y fauna)

Promover la utilización de señales de prevención cuando se realicen trabajos de mantenimiento.

- Responsables

Ministerio de Obras Públicas, Fiscalización Ambiental en coordinación con los demás actores como la empresa fiscalizadora e I. Municipalidad del Cantón Gonzalo Pizarro.

- Presupuesto

El presupuesto del Plan de Monitoreo Ambiental no representará costos adicionales al presente estudio de impacto ambiental debido a que su aplicación se limitará al estricto cumplimiento del Plan de Manejo Ambiental propuesto.

12.PLAN DE ABANDONO DEL ÁREA

El objetivo de este plan es recomendar medidas que ayuden a la recuperación y restauración de las áreas que fueron afectadas por la construcción del Puente, que permitirá dejar el área ocupada en las condiciones naturales antes de la ejecución de la obra o en mejores condiciones; para lo cual se tomaron las siguientes medidas:

- El componente hídrico Permanecerá monitoreado periódicamente (se recomienda una sola vez a los 6 meses, de terminada la obra)
- En las áreas ocupadas para la construcción de bodegas para stock de materiales, patios de máquinas que fueron intervenidos durante la construcción del puente serán recuperados mediante reconfiguración y disposición de suelo orgánico que permita la recuperación natural de la zona.
- El puente tendrá características que armonicen con el paisaje natural.
- Los procedimientos constan en el plan de manejo ambiental del presente estudio.
- Las estructuras que fueron ocupadas para el depósito de desechos sólidos, líquidos, aceites y grasas serán retirados y entregados al servicio de recolección de basura del cantón Gonzalo Pizarro para su disposición en el

botadero municipal dando el tratamiento adecuado como desechos biodegradables y no biodegradables.

Responsable: La aplicación de esta medida estará a cargo de la compañía constructora en coordinación con el gobierno Municipal de Gonzalo Pizarro, Ministerio de Obras Públicas, Ministerio del Ambiente y la fiscalización ambiental.

13. PRESUPUESTO AMBIENTAL

Rubro	Descripción	Unidad	Cantidad	P.Unit,	P.Total.
201-(1)aE	Letrina sanitaria	U	2	337,53	675,06
212-01	Relleno Sanitario	U	1	26.13	26,13
220-(1)	Charlas de concienciación	U	2	229,14	458,28
220-(5)	Comunicados radiales	U	150	4.27	640,50
201-(1)cE	Trampa de grasas y Aceites	U	1	106.10	106,10
310-(1)E	Escombreras	m ³	127,80	1,21	154,64
711-(1)a	Señalización Ambiental (0.60 x 1.20)	U	2	103.00	206,00
711-(1)b	Señalización ambiental informativa (1.20 x 0.60 m)	U	2	103.00	206,00
710-(1)a	Señalización Preventiva (Conos de seguridad h= 90 cm)	U.	30	24,47	734,10
710-(1)b	Señalización Preventiva (puente en construcción (1.20 x 0.60))	U	2	103.00	206,00
710-(1)c	Señalización Preventiva (hombres trabajando (1.20 x 0.60))	U	2	103.00	206,00
710-(1)d	Señalización Preventiva (Disminuya la velocidad (1.20 x 0.60))	U	2	103.00	206,00
TOTAL					3824,81

14. BIBLIOGRAFÍA

- DIVISIÓN POLÍTICO-ADMINISTRATIVA DE LA REPÚBLICA DEL ECUADOR, INEC, 2001, Ecuador
- MAPA BIOCLIMÁTICO Y ECOLÓGICO DEL ECUADOR, Ing. Luis Cañadas Cruz, 1983, Ecuador
- INTRODUCCIÓN A LA EVALUACIÓN DEL IMPACTO AMBIENTAL, Juan Carlos Páez Zamora, 1996
- PRINCIPIOS DE EVALUACIÓN DE IMPACTO AMBIENTAL, 1994, Estados Unidos
- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES MOP-001-F-2002, Tomo I, Ecuador
- ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES MOP-001-F-2002, Tomo II, Ecuador
- LA INVESTIGACIÓN PARA LA CONSERVACIÓN DE LA DIVERSIDAD BIOLOGICA EN EL ECUADOR, ECOCIENCIA.
- BAMBU UNA ALTERNATIVA SUSTENTABLE PARA LOS POBLADORES DE LA FRONTERA NORTE, Línea de información base, septiembre de 2002.

Anexo 3: Estudio hidrológico

(Versión original digital)

REPÚBLICA DEL ECUADOR
MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS VIALES

PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RÍO PUCHUCHOA
CARRETERA: BAEZA – LAGO AGRIO

PROVINCIA DE SUCUMBÍOS

INFORME HIDROLÓGICO -HIDRÁULICO

FECHA: AGOSTO / 2008
REPÚBLICA DEL ECUADOR

**MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PÚBLICAS
DIRECCIÓN DE ESTUDIOS VIALES**

CONTENIDO

1. INTRODUCCIÓN
2. OBJETIVO
3. UBICACIÓN
4. METODOLOGÍA
5. INFORMACIÓN DISPONIBLE
 - 5.1 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA
 - 5.2 DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS
 - 5.3 USO DEL SUELO
 - 5.4 INSPECCIÓN DE CAMPO
6. CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA
7. RECURRENCIA DE DISEÑO
8. PARAMETROS METEOROLÓGICOS
 - 8.1 DETERMINACIÓN DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN
9. HIDROLOGÍA
 - 9.1 DESCRIPCIÓN DE LA CUENCA
 - 9.2 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO
10. ANÁLISIS HIDRÁULICO
 - 10.1 NIVELES DE CRECIDA
 - 10.2 CURVA DE DESCARGA
 - 10.3 SOCAVACIÓN GENERAL
 - 10.4 SOCAVACIÓN LOCAL EN LOS ESTRIBOS
- CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. INTRODUCCIÓN

El gobierno Nacional a través del Ministerio de Transporte y Obras Públicas, estructuró la planificación de la rehabilitación vial del país, dentro de la misma consideró necesario también involucrar dentro de este proceso a las obras de arte mayor (puentes), para lo cual contrató con la Consultora **TOENSO S. A.**, para la ejecución de los estudio definitivos de varios puentes localizados en el corredor vial de la carretera Baeza – Lago Agrio. Uno de ellos es el puente sobre el **Río Puchcuhoa**. Para esto, requiere la ejecución de los Estudios Hidrológico-Hidrñáulico Defintivo como uno de los componentes para el Estudio definitivo del puente sobre el **Río Puchuchoa**.

OBJETIVO

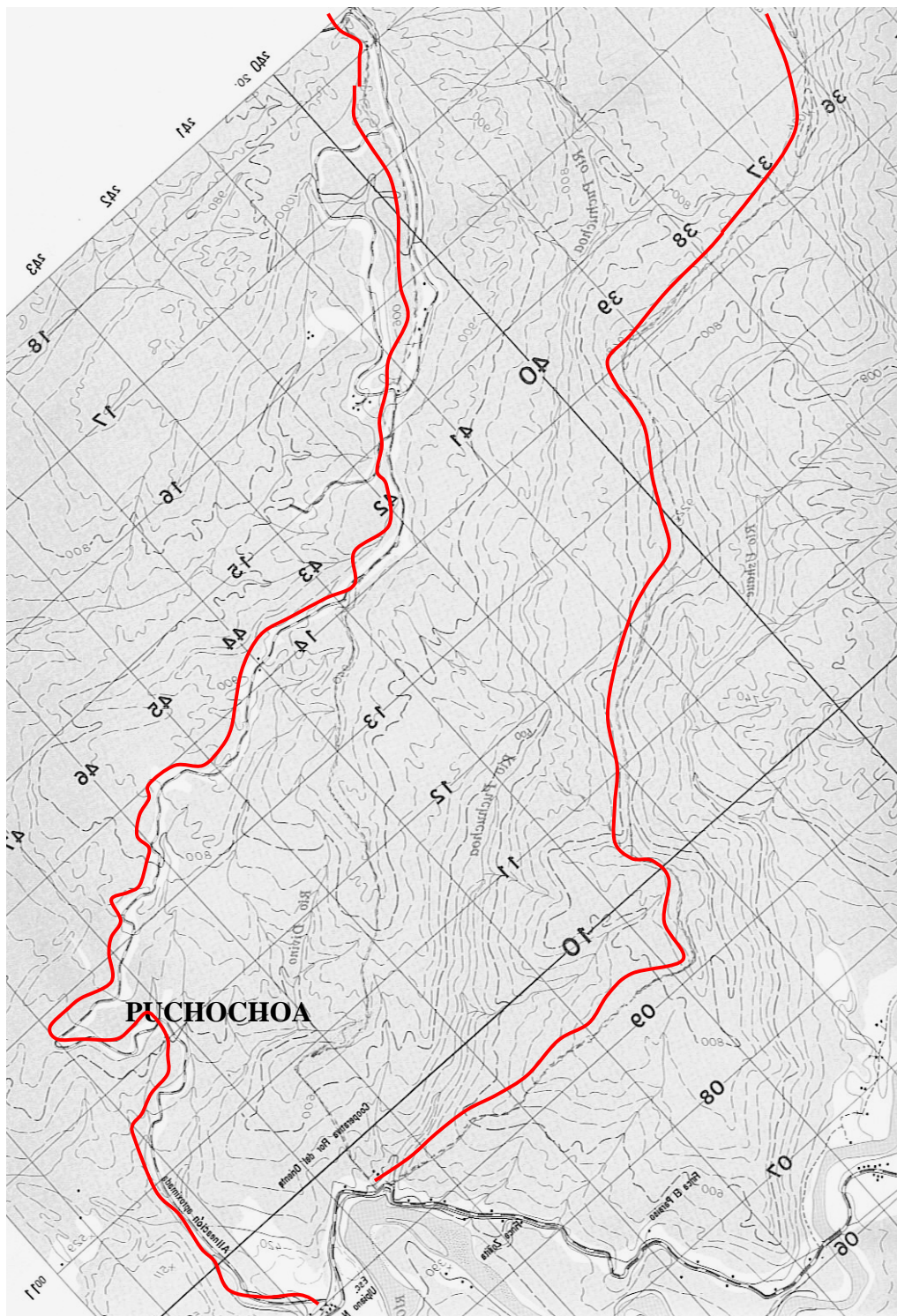
El objetivo principal de este informe es presentar un esquema racional de la funcionalidad del sistema hidráulico de la estructura a adoptarse, de tal forma que el comportamiento hidráulico en el sitio de implantación del puente debe ser eficientemente funcional para las siguientes avenidas que transiten bajo el mismo, con la seguridad de que su acción directa de la corriente a los estribos ni pilas centrales no cause daños físico.

2. UBICACIÓN

El sitio de implantación del puente sobre el **río Puchuchoa**, se encuentra ubicado entre las abscisas 120+960 y 121+030 de la carretera Baeza – Lago Agrio, y en relación a la ubicación geográfica le corresponde las siguientes coordenadas U.T.M.:

UBICACIÓN	LATITUD NORTE	LONGITUD ESTE
Puente Río Puchuchoa	9'478 N	246603 E

Adicionalmente se complementa como información el área de la cuenca en base a la carta geográfica obtenida del Instituto Geográfico Militar, (I.G.M.) a escala 1:50.000.



3. METODOLOGÍA

Los procedimientos de trabajo aplicado para la realización del presente estudio comprenden los siguientes aspectos:

- Previamente se procedió a la recopilación de la información de las diferentes áreas técnicas como son información cartográfica y topográfica, climatológica,

uso del suelo y de la respectiva inspección en el sitio de implantación del puente.

- Con los datos de las precipitaciones máximas y en base a la aplicación de las ecuaciones pluviométricas publicadas por el INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología) se determinó la curva de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF).
- Determinación de los Números representativos de los complejos Suelo-Vegetación.
- Análisis de la curva de masa de lluvia, en base a la información pluviométrica en la zona en estudios.
- Determinación del caudal máximo esperado en el sitio de implantación del puente, utilizando el programa de modelación Hidrológica HYMO 10.
- Determinación de los niveles máximos de agua en base a los resultados del cálculo de la curva de masas.
- Análisis de la configuración topográfica del sitio de implantación para la aplicación de la metodología de obtención de las cotas de socavación general en el cauce y localizada en las pilas en caso de existir.

4. INFORMACIÓN DISPONIBLE

4.1 CARTOGRAFÍA Y TOPOGRAFÍA

En base a la información cartográfica disponible en la carta identificada como **LUMBAQUI y PUERTO LIBRE**, se obtuvieron los parámetros del relieve topográfico, Área de la cuenca de drenaje, Longitud del cauce, Diferencia de altura máxima y mínima, es decir las características morfogeométricas de la cuenca, condiciones de suelo y demás fenómenos naturales que influyen en el área aportante.

4.2 DATOS CLIMATOLÓGICOS E HIDROLÓGICOS

Dentro de la cuenca hidrográfica del río no existe ninguna estación Hidrometeorológica, por lo tanto, para una aplicación real se toman los datos pluviográficos de tormentas registradas en la estación meteorológicas vecinas a las cuencas del estudio, además de la información meteorológica difundida por el INAMHI.

Para este caso, las estaciones que se encuentran cercanas al sitio del puente son las de **Baeza, Reventador y Lago Agrio**.

4.3 USO DEL SUELO

Por ser una cuenca área aportante pequeña, la cobertura vegetal del área de la cuenca está distribuida para uso esencialmente agrícola y ganadera con ciertas áreas que no son utilizados por una topografía con pendientes altas, consideradas aunque en tramos pequeños.

5. CARACTERÍSTICAS MORFOMÉTRICAS DE LA CUENCA HIDROGRÁFICA

El área de la cuenca de drenaje es de 51.25 Km², con una altura media de 610 m, la trayectoria de recorrido del flujo es de norte a sur, tiene su nacimiento en la formación geológica del contrafuerte del **Cabeno**, entre las cuencas hidrográficas de los ríos Bermeno y Segundo Cabeno.

Por la forma geométrica de la cuenca alargada, el drenaje es distribuido casi uniformemente a lo largo de la misma, con pendientes variables desde su nacimiento hasta el punto de descarga, y desembocar sus aguas en el río Aguarico.

El sitio de implantación del puente se encuentra localizado cerca de la confluencia con el río Aguariaco, lo que está influenciado por sus máximas crecientes, generándose el fenómeno del reflujo y remanso del nivel de agua, pero esto no afecta al área hidráulica del nuevo puente por tener un gálibo suficiente alto con respecto al borde inferior de la viga.

RECURRENCIA DE DISEÑO

El periodo de retorno o recurrencia de diseño escogido, se basa en un coeficiente de riesgo (R), que depende de factores socioeconómicos de impacto o vulnerabilidad y de diseño que influyen en la vida e importancia de la obra, según se indica a continuación:

COEFICIENTE DE RIESGO

$$1.0 < J < 1.67$$

$$1.7 < J < 2.33$$

$$2.3 < J < 3.00$$

$$J=1-(1-1/Tr)^N$$

TR

25 Años

50 Años

100 Años

El riesgo que se adopta es de $J = 10 \%$

N Número de años útil

El MTOP, en la revisión del Manual de drenaje propone una tabla de selección con ponderación cuantitativa y cualitativa, las mismas que se han empleado en el presente estudio, obteniéndose los resultados que se indican en el siguiente cuadro:

FACTOR	COEFICIENTES			SITIO
	1	2	3	PUENTE
DAÑOS A LA CARRETERA	BAJO	MEDIANO	ALTO	2
DAÑOS FUERA DE LA CARRETERA	BAJO	MEDIANO	ALTO	2
PERDIDA POTENCIAL DE VIDAS	BAJO	MEDIANO	ALTO	2

ALTURA DEL TERRAPLEN DE ACCESO	>6M	6 Á 15 m	>15 m	1
COSTO DE REPOSICIÓN	BAJO	MEDIANO	ALTO	2
TRAFICO PROMEDIO DIARIO	<100	100 Á 750	>750	2
DISPONIBILIDAD DE CAMINO ALTERNATIVO	SI	POCA	NINGUN A	3
NUMERO DE CRECIDAS REGISTRADAS	NINGUN A	UNA	VARIAS	2
IMPACTO ECONÓMICO	BAJO	MEDIANO	ECONÓ MICO	3
OBRAS PRIORITARIAS (DEFENSA, SANIDAD)	NO	TALVEZ	SI	3
J				22

FUENTE: NORMAS DE DISEÑO DE OBRAS DE DRENAJE

De donde se obtiene un período de recurrencia de 100 años (TR = Años).

6. PARAMETROS METEOROLÓGICOS

Los valores pluviográficos medios mensuales y anuales de cada estación se presentan en el cuadro siguiente, así como los valores de las lluvias máximas diarias y mensuales de las estaciones de Baeza y Lago Agrio.

ESTACIÓN	ALTITUD (msnm)	PERIODO	LLUVIA MEDIA mm/Año	LLUVIA MAXIMA mm/día	TIPO
Baeza	665	1967- 1982	4641.40	69.00	PG
Lago Agrio	400	1967 – 1979	3632.80	140.70	PM

El período lluvioso corresponde entre los meses de marzo y octubre, ocurriendo la máxima precipitación entre los meses de abril y junio, y los meses de más baja precipitación son noviembre, diciembre, enero y febrero.

6.1 DETERMINACIÓN DE LAS INTENSIDADES DE PRECIPITACIÓN

El INAMHI, ha realizado los estudios de la variación de la Intensidad con la duración de las precipitaciones así como de la intensidad con la frecuencia de los ajustes estadísticos con el fin de determinar las curvas de intensidad en el Ecuador, para lo cual se ha considerado 65 estaciones pluviográficas que cuentan con registros de precipitaciones máximas en 24 horas para el período de 1965 a 1987.

Con la finalidad de optimizar las posibilidades de determinación del caudal máximo, se decidió calcular el hietograma de diseño, empleando las curvas de Intensidad-Duración-Frecuencia (IDF), calculadas en la publicación Estudio de Lluvias Intensas, elaboradas por el INAMHI EN 1999, que forma parte de las normas y recomendaciones del Ministerio del Transporte y Obras Públicas.

El área de localización del proyecto se ubica en la zona N° 20, según la sectorización propuesta en dicho estudio, que consta en el Anexo **“Zonificación de Intensidades de Precipitación”**.

Las ecuaciones pluviométricas correspondientes son:

$$I_{tr} = 53.316 \cdot t^{-0.3021} \cdot I_d \quad 5 \text{ min} < 120 \text{ min}$$

$$I_{tr} = 308.38 \cdot t^{-0.7782} \cdot I_d \quad 120 \text{ min} < 1440 \text{ min}$$

En donde :

I_{tr} Intensidad de precipitación mm/hora
t Tiempo de duración de lluvia, igual al tiempo de Concentración, Horas
I_d Valor determinado del gráfico de Isolíneas de Intensidad de Precipitación para un tiempo de retorno igual a 100 años, que consta en el Anexo, datos tomados del Estudio de Intensidades del INAMHI.
 El valor de ***I_d*** para la cuenca del río Puchuchoa es de 7.5.

7. HIDROLOGÍA

El río Puchuchoa, es uno de los afluentes importantes del río Aguarico con un área de drenaje de 51.25 Km², una longitud del cauce de 20 Km y un desnivel promedio de 610 m, lo que indica que tiene una pendiente media del cauce en la cuenca del orden del 3 por ciento.

Los parámetros físico-morfométricos de la cuenca se resume con los siguientes datos.

Area de la cuenca:	51.25	Km ²
Longitud del cauce	20.00	Km
Altura promedio	610.00	m

7.1 DETERMINACIÓN DEL NÚMERO DE LA CURVA (CN)

El exceso de precipitación o precipitación efectiva, que constituye el dato de entrada par el cálculo de los hidrogramas de crecida en los modelos HYMO 10, es la precipitación que no se retiene en la superficie de la cuenca y tampoco se infiltra en el

suelo. Esta, después de fluir a través de la superficie de la cuenca, se convierte en escorrentía directa.

El U. S. Soil Conservation Service (1972), desarrolló un método para calcular las abstracciones de la precipitación de una tormenta, partiendo del principio de que en una tormenta, la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa P_e es siempre menor o igual a la precipitación total P .

Al representar en las gráficas la información de P_e y P para varias cuencas, el SCS encontró una serie de curvas, las cuales fueron estandarizadas, mediante un número adimensional denominado CN, tal que $0 \leq CN \leq 100$. Para superficies impermeables $CN=100$ y para superficies naturales, $CN < 100$. Los números de curvas han sido tabulados para diferentes tipos de humedad antecedente, tipos de suelo y uso de la tierra.

El cálculo del CN ha sido realizado tomando en consideración el tipo del suelo y el uso de la tierra. Se ha considerado una condición antecedente de humedad media (tipo II), el grupo de suelo B (medianamente impermeable), por lo tanto la infiltración es mala.

Como se mencionó anteriormente, se ha establecido que la cubierta vegetal está compuesta de bosque en un 30% del área de la cuenca, el pasto natural 20%, cultivos un 20% y pradera en un 30% de la cuenca hidrográfica

Con estas condiciones, se aplica la tabla de los Números de las Curvas de Escurrimiento para las diferentes Combinaciones Hidrológicas Suelo Vegetación.

La tabla que se presenta a continuación ilustra el cálculo de CN para la cuenca del río **Puchucha**, hasta el sitio de implantación del puente.

Río Puchucha:

$$CN = 79.2$$

En el siguiente cuadro consta la tabla de Cálculo del Número Hidrológico CN

**CUENCA DEL RIO PUCHUCHOA
DETERMINACIÓN DEL NUMERO DE CURVA (CN)**

COMPLEJO	NUMERO DE LA CURVA	PORCENTAJE DE ÁREA	CN PARCIAL
Bosque	77	30	23.1
Pradera	77	30	23,1
Pastizal	79	20	15,8
cultivo	86	20	17.2
TOTAL			79.2

7.2 Modelo HYMO 10

Este modelo utiliza la técnica del hidrograma unitario instantáneo HUI y constituye una adaptación del modelo de la Agricultural Research Service U.S.D.A., realizada por el INCYTH (Centro Regional Andino de Argentina). El método aceptado por el MOP es un modelo lineal de parámetros concentrados sobre áreas determinadas que concuerda con la teoría básica del HUI. Este utiliza para la simulación del proceso lluvia-escorrentía, información pluviométrica, información físico-morfométrica de la cuenca e información relativa a uso actual de la cuenca, suelo y cobertura vegetal. El programa del modelo HYMO 10 contiene la formulación matemática del Hidrograma Unitario Instantáneo (HUI) expresado en forma adimensional (q/QP , t/TP), dividido en tres zonas.

Zona1, para $0 \leq t \leq \frac{t_{PI}}{TP}$

En esta zona, la ecuación $\frac{q}{QP} = \left(\frac{t}{TP}\right)^{n-1} e^{-(n-1)\left(\frac{t}{TP}\right)}$ responde a la aplicación de la Analogía de Nash de n embalses lineales.

$$\frac{q}{QP} = \left(\frac{t}{TP}\right)^{n-1} e^{-(n-1)\left(\frac{t}{TP}\right)} \quad (1)$$

En donde

TP - tiempo al pico del HUI calculado como

$$TP = 1.4413 \cdot A^{0.298} \cdot HT^{-0.460} \cdot L^{0.726}$$

A - área de la cuenca en km^2

HT - diferencia de elevación entre el punto más alejado del cauce más largo y la sección de control, en metros

L - longitud del cauce más largo en km.

$\frac{t_{PI}}{TP}$ - es la abscisa correspondiente al punto de inflexión de la rama descendente del HUI TP (comienzo de la curva de recesión) y calculada como:

$$\frac{t_{PI}}{TP} = 1 + \sqrt{\frac{1}{n-1}}$$

En donde:

t_{PI} - tiempo al punto de inflexión del HUI

QP - Caudal pico del HUI

n - cantidad de embalses lineales en la analogía de Nash que se calcula como:

Ecuación que se resuelve mediante iteraciones sucesivas, en donde:

$$n = \frac{0.05}{\frac{K}{TP} \left[0.05 - \ln \left(1 + \frac{0.05}{1 + \sqrt{\frac{1}{n-1}}} \right) \right]} + 1$$

K - coeficiente de los embalses lineales de la Analogía de Nash (constante de recesión del HUI), que el modelo calcula mediante la siguiente expresión:

$$K = 5.9485 \cdot A^{0.107} \cdot HT^{-0.777} \cdot L^{1.025}$$

El valor de máxima escorrentía se calcula mediante la ecuación:

$$QP = 7.061 \cdot \frac{A \cdot B}{TP}$$

En donde:

A - Área de la cuenca en Km

B - Valor inverso al área encerrada por el HUI

TP - Tiempo al pico en horas

Determinado así el HUI, el modelo procede a calcular, mediante el proceso de convolución, el hidrograma respuesta de la cuenca a la precipitación pluvial entrada como dato en forma de curva de masa, la que es transformada en curva de masa de precipitación efectiva mediante el valor de CN (Número de Curva o número hidrológico), según la metodología del U.S. Soil Conservation Service.

Los resultados obtenidos del Río **Puchuchoa** se muestran en Anexos.

7.3 DETERMINACIÓN DEL CAUDAL DE DISEÑO

La metodología para obtener el caudal máximo de crecida en el sitio de implantación del puente se aplicó el programa computacional HYMO 10, recomendado por el MOP como modelo lluvia-escurrentía. Se aplicaron las ecuación de lluvias intensas con los diferentes períodos de retorno para obtener así la curva de la masa de lluvia sobre la cuenca en mm y junto con otros parámetros requeridos por el modelo se obtuvieron los resultados que se presentan en la sección de Anexo.

El valor del caudal obtenido es de **323.00 m³/s** para un tiempo de retorno de 100 años.

7.4 ANALISIS HIDRÁULICO Y NIVELES DE CRECIDA

Considerando que en el estudio de mejoramiento de la carretera se considera mantener la sección transversal de la calzada existente, se procedió a la correlación de los niveles máximos de agua que alcanzaría con el volumen de flujo esperado en el cauce natural.

Con la aplicación del método de la fórmula de Manning se obtiene que el la cota de elevación que el caudal obtenido alcanza es de **405.05 msnm**.

Además del valor de las crecidas, es necesario considerar las alturas por otras influencias. Las normas dan: 0.50 m por remansos y 2.00 m como gálibo mínimo (altura de seguridad).

8. SOCAVACIÓN GENERAL

La socavación en el lecho del río es un fenómeno erosivo-hidráulico resultante de la combinación de los siguientes parámetros principales: la velocidad del agua, el calado, la curvatura del río, la geometría del cauce y la calidad de los suelos en los que se relaciona con el tamaño de las partículas y su cohesión y distribución homogénea o heterogénea.

La socavación puede ser de dos clases: Natural o general y Localizada, esta última es provocada artificialmente por obras civiles que estrangulan el cauce de agua.

Para la determinación de la socavación general se aplicó el método de LISCHTVAN LEBEDIEV, el mismo que precisa la definición del tipo de cauce en el sitio de implantación del puente.

El cauce del río **Puchuchoa** se considera como **DEFINIDO** con la presencia de material **NO COHESIVO** en el fondo del mismo.

La fórmula aplicada para la determinación de la altura de socavación es:

$$H_s = (\alpha H_o^{(5/3)} / (0.68 \beta d_m^{0.28}))^{(1/(1+X))}$$

Donde:

Hs Tirante para el que se desea conocer la velocidad V_e , en metros.

X Exponente variable que depende del diámetro del material que se encuentra en la tabla

dm Es el diámetro medio de los granos del fondo del cauce, en mm.

α Función del tirante medio (H_m) de toda la sección transversal antes de la erosión y del gasto de diseño (Q_d)

β Coeficiente de contracción

El río **Puchuchoa** que cruza a la carretera pertenece a la zona de transición que presenta deposición de materiales pétreos y poca socavación.

$$H_s = 3.71 \text{ m}$$

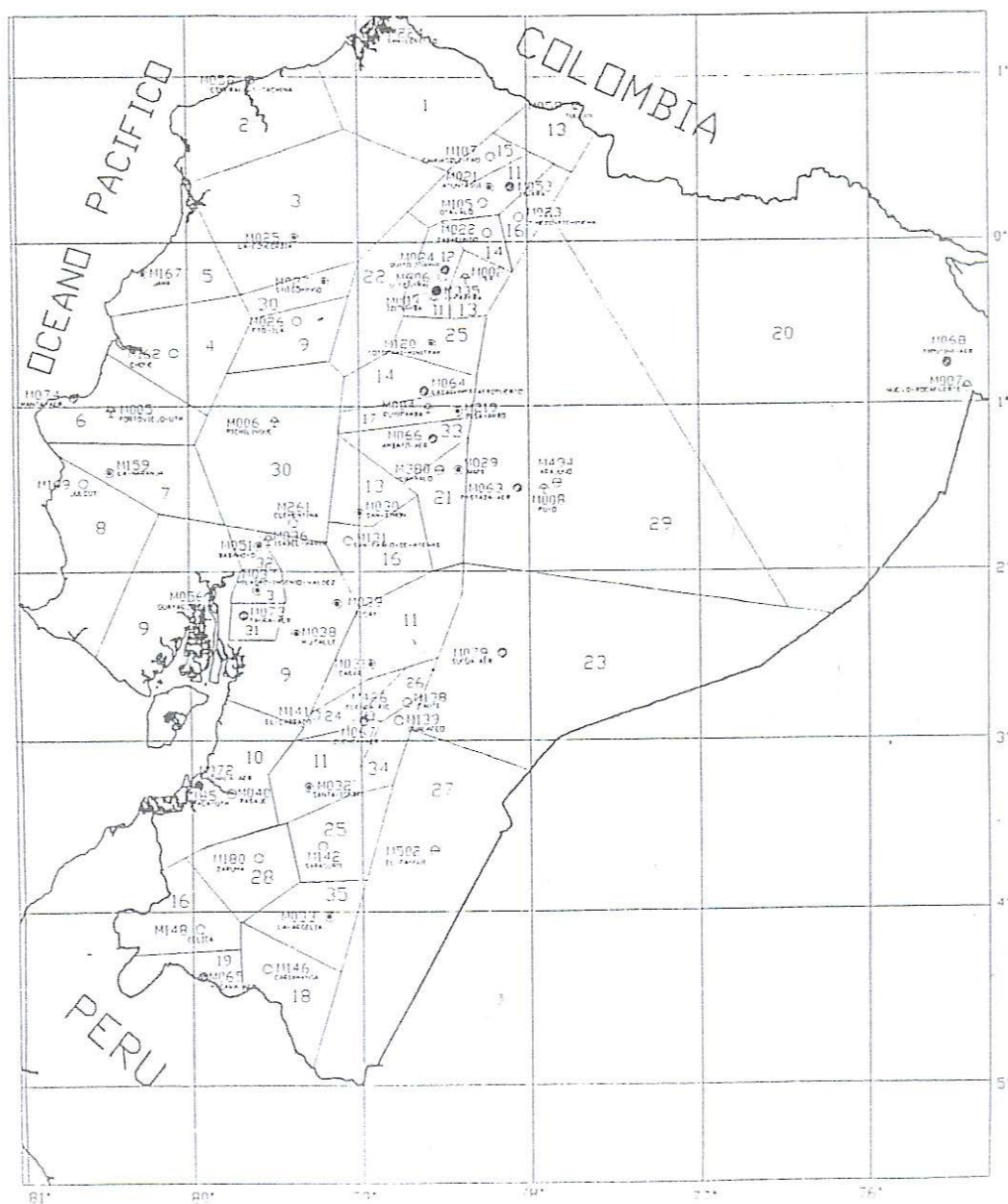
El cuadro de resumen del cálculo de socavaciones y el perfil respectivo se presentan en la sección de Anexos.

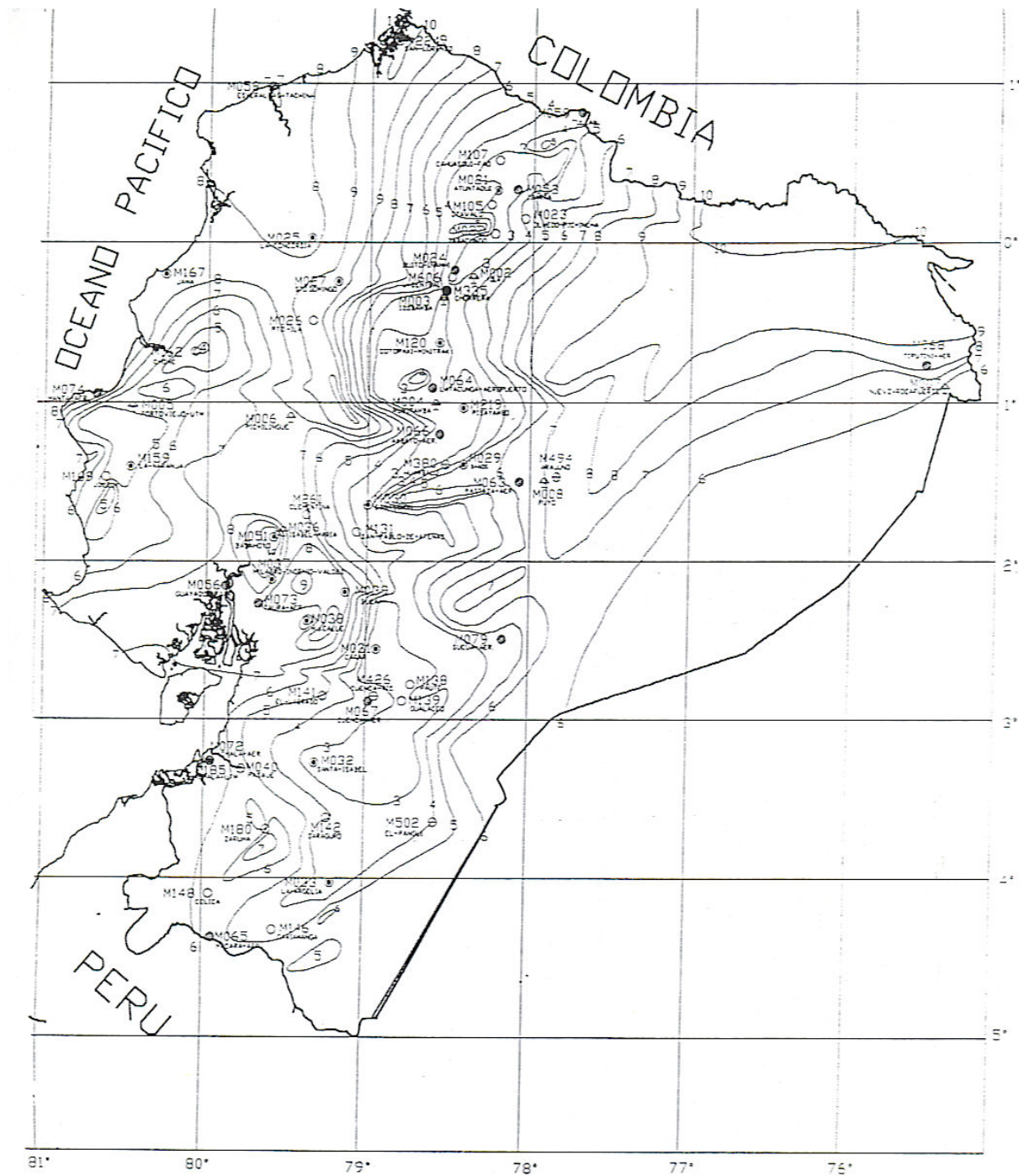
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- La cuenca en estudio no dispone de suficiente información meteorológica e hidrométrica directa de estaciones que permitan analizar en detalle el comportamiento de estas variables en la cuenca del río **Puchchoa**, sin embargo se adoptó la metodología más apropiada en base a la información disponible de las estaciones meteorológicas existentes y distribuidas en el país, específicamente más cercanas al sitio de implantación del puente en estudio.
- La humedad relativa promedio en el área de influencia de la cuenca de drenaje es de 88 %, pudiendo llegar a valores de hasta 100 % en horas de madrugada.
- El regimen de precipitación para la cuenca del río **Puchuchoa** es regional y de tipo Unimodal costanero, en el cual el período cuando se presenta máximas precipitaciones es entre febrero y abril con valores medios mensuales mayores a los 500 mm, aunque en general las precipitaciones medias mensuales al interior del año superan los 150 mm.
- El caudal máximo y que puede ser considerado para el diseño del puente es de 323.00 m³/s, para un período de retorno TR= 100años.
- La crecida maxima observada según información en el sitio es de un calado de 2.00 m, y según el caudal calculado corresponde a una cota de 405.05 msnm.

- Dadas las condiciones topográficas del sitio de implantación del puente y al comportamiento hidráulico del cauce, la luz mínima recomendable de la estructura del puente es de 120 m.
- Para la definición del nivel de la rasante de la vía se consideró como puntos obligados las cotas de enlace de las rasantes actual ubicados en la márgenes del río Puchuchoa, esto implica un gálibo mayor del recomendado ya alejado del nivel de máxima crecida.
- El período de construcción de este proyecto se recomienda en época de estiaje.

ANALISIS DE PRECIPITACIONES





SIMBOLOGIA

- EST. AGROMET. PRINCIPAL
- EST. CLIMAT. PRINCIPAL
- EST. CLIMAT. ORDINARIA
- EST. PLUVIOGRAFICA
- EST. PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA		
DIRECCION DE HIDROLOGIA		
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS		
REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 100 AOS		
MAPA N° 6		
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F. JEFE DPTO. HIDROMETRIA	ING. MILTON SILVA C. DIRECTOR DE HIDROLOGIA

ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES

ECUACIONES REPRESENTADAS DE LAS ZONAS

ZONA	DURACIÓN	ECUACION
19	5 min < 115 min	$I_{TR} = 115,980 t^{-0,4844} Id_{TR}$
	115 min < 1440 min	$I_{TR} = 1.223,80 t^{-0,9751} Id_{TR}$
20	5 min < 40 min	$I_{TR} = 53,316 t^{-0,3021} Id_{TR}$
	40 min < 1440 min	$I_{TR} = 308,38 t^{-0,7782} Id_{TR}$
21	5 min < 23 min	$I_{TR} = 28,784 t^{-0,4507} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 30,99 t^{-0,472} Id_{TR}$
22	5 min < 67 min	$I_{TR} = 48,772 t^{-0,3533} Id_{TR}$
	67 min < 1440 min	$I_{TR} = 266,64 t^{-0,7687} Id_{TR}$
23	5 min < 23 min	$I_{TR} = 54,246 t^{-0,4596} Id_{TR}$
	23 min < 1440 min	$I_{TR} = 89,86 t^{-0,6234} Id_{TR}$
24	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177,260 t^{-0,5938} Id_{TR}$
	41 min < 1440 min	$I_{TR} = 446,46 t^{-0,843} Id_{TR}$
25	5 min < 60 min	$I_{TR} = 97,389 t^{-0,6117} Id_{TR}$
	60 min < 1440 min	$I_{TR} = 125,73 t^{-0,6643} Id_{TR}$
26	5 min < 120 min	$I_{TR} = 163,150 t^{-0,5018} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 2.477,30 t^{-1,077} Id_{TR}$
27	5 min < 46 min	$I_{TR} = 76,133 t^{-0,3477} Id_{TR}$
	46 min < 1440 min	$I_{TR} = 539,00 t^{-0,8634} Id_{TR}$
28	5 min < 81 min	$I_{TR} = 82,756 t^{-0,4722} Id_{TR}$
	81 min < 1440 min	$I_{TR} = 357,27 t^{-0,8077} Id_{TR}$
29	5 min < 120 min	$I_{TR} = 75,204 t^{-0,4828} Id_{TR}$
	120 min < 1440 min	$I_{TR} = 371,89 t^{-0,8152} Id_{TR}$
30	5 min < 79 min	$I_{TR} = 42,089 t^{-0,2952} Id_{TR}$
	79 min < 1440 min	$I_{TR} = 432,57 t^{-0,8304} Id_{TR}$
31	5 min < 49 min	$I_{TR} = 42,220 t^{-0,1828} Id_{TR}$
	49 min < 1440 min	$I_{TR} = 643,99 t^{-0,8852} Id_{TR}$
32	5 min < 155 min	$I_{TR} = 87,677 t^{-0,4796} Id_{TR}$
	155 min < 1440 min	$I_{TR} = 850,65 t^{-0,9257} Id_{TR}$
33	5 min < 34 min	$I_{TR} = 197,860 t^{-0,5556} Id_{TR}$
	34 min < 1440 min	$I_{TR} = 616,96 t^{-0,885} Id_{TR}$
34	5 min < 35 min	$I_{TR} = 147,980 t^{-0,4279} Id_{TR}$
	34 min < 1440 min	$I_{TR} = 882,90 t^{-0,9351} Id_{TR}$
35	5 min < 43 min	$I_{TR} = 92,854 t^{-0,4083} Id_{TR}$
	43 min < 1440 min	$I_{TR} = 480,47 t^{-0,8489} Id_{TR}$

CUENCA DEL RIO PUCHUCHOA
DETERMINACIÓN DEL NUMERO DE CURVA (CN)

COMPLEJO	NUMERO DE LA CURVA	PORCENTAJE DE ÁREA	CN PARCIAL
Bosque	77	30	23,1
Pradera	77	30	23,1
Pastizal	79	20	15,8
cultivo	86	20	17,2
TOTAL			79,2

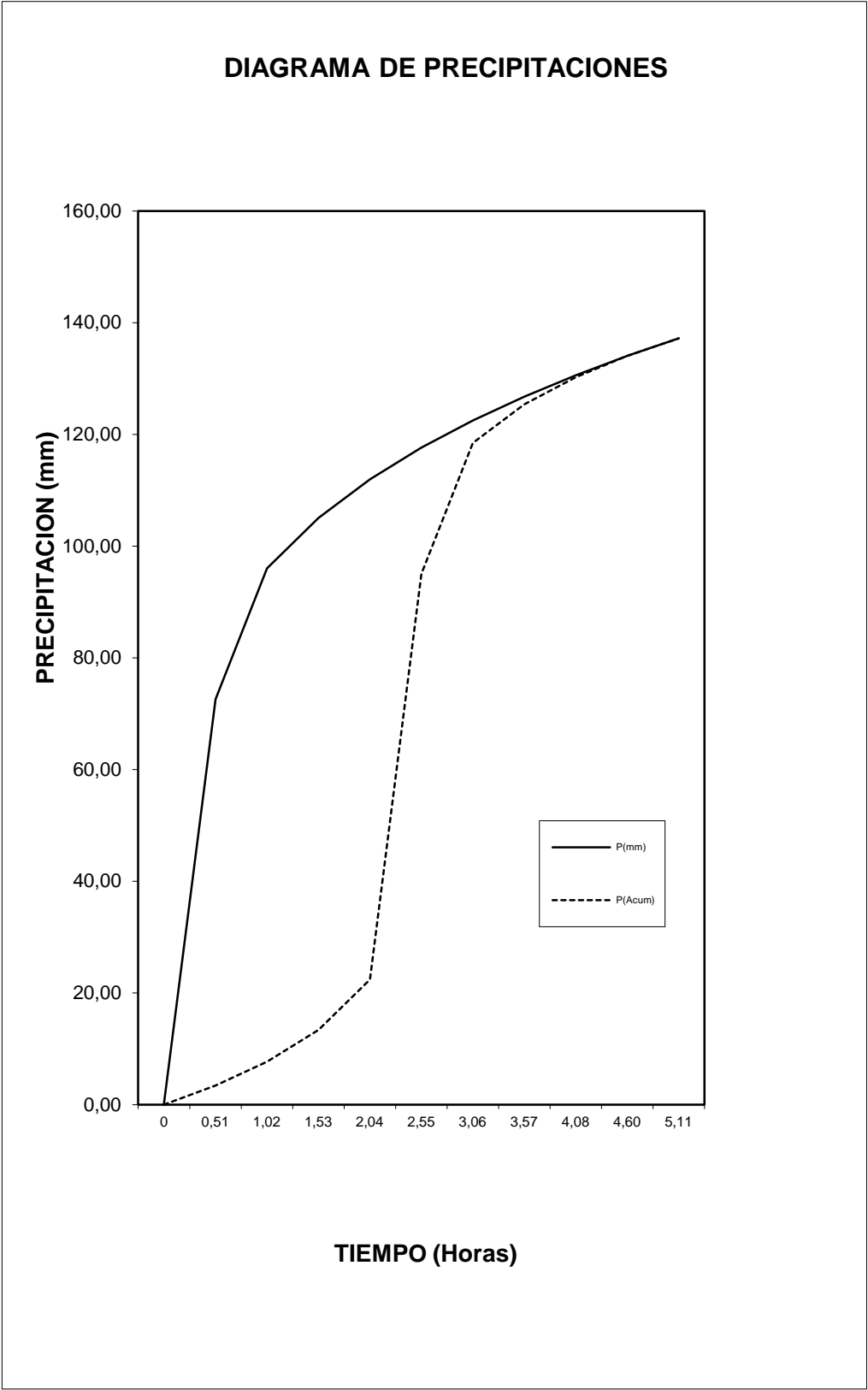
ANALISIS DE PRECIPITACIONES

CUENCA DEL RIO PUCHUCHOA

SECTOR:
PUCHUCHOA

Area de la cuenca	51,25	Km2
Longitud del cauce	20,00	Km
Altura media	610,00	m
Tiempo de Concentración	2,55	Horas
Dt	0,51	
Inensidad Diaria	7,50	

Dt	t(Horas)	I(mm/horas)	P(mm)	dp	dp(ord)	P(Acum)
	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00
0	0,51	142,21	72,61	72,61	3,46	3,46
0,51	1,02	94,04	96,03	23,42	4,26	7,72
1,02	1,53	68,59	105,07	9,04	5,68	13,40
1,53	2,04	54,83	111,99	6,92	9,04	22,44
2,04	2,55	46,09	117,67	5,68	72,61	95,05
2,55	3,06	39,99	122,53	4,86	23,42	118,47
3,06	3,57	35,47	126,79	4,26	6,92	125,39
3,57	4,08	31,97	130,60	3,81	4,86	130,25
4,08	4,60	29,17	134,06	3,46	3,81	134,06
4,60	5,11	26,88	137,23	3,17	3,17	137,23



**DETERMINACION DE CAUDALES
Y
NIVELES DE CRECIDAS**

**CUENCA DEL RIO PUCHUCHOA
CARRETERA BAEZA - LAGO AGRIO
SECTOR RIO PUCHUCHOA
PROVINCIA DE SUCUMBIOS**

INICIA 0 0

COMPUT 1 100 0.51 51.25 79.2 610 20.0

0 3.46 7.72 13.4 22.44 95.05 118.47 125.39 130.25 134.06 137.23

0 CALCULO HIDROGRAMA NO. 1 AREA 100

N = 5.742 K = 1.339 HORAS

QPU = 124.0 M3/S TPU = 2.071 HORAS

PRINTH 1 0 0.51 *

0 HIDROGRAMA SALIDA DEL TRAMO 100

0 TIEM CAUD TIEM CAUD TIEM CAUD TIEM CAUD TIEM CAUD

1.02 .0 6.12 182.5 11.22 17.6 16.32 4.9 21.42 1.4

1.53 .0 6.63 135.9 11.73 15.5 16.83 4.4 21.93 1.2

2.04 .3 7.14 97.8 12.24 13.7 17.34 3.8 22.44 1.1

2.55 12.8 7.65 68.7 12.75 12.0 17.85 3.4 22.95 .9

3.06 81.6 8.16 49.7 13.26 10.6 18.36 3.0 23.46 .6

3.57 197.4 8.67 38.5 13.77 9.3 18.87 2.6 23.97 .3

4.08 293.5 9.18 31.5 14.28 8.2 19.38 2.3 .48 .1

4.59 321.2 9.69 26.6 14.79 7.2 19.89 2.0 .99 .1

5.10 288.4 10.20 22.9 15.30 6.4 20.40 1.8 1.50 .0

5.61 235.1 10.71 20.0 15.81 5.6 20.91 1.6

0 ESCORRENTIA= 80.5 MM 4.127 HM3

CAUDAL PICO= 323.0 M3/S

TIEMPO AL PICO= 4.56 HORAS

**CUENCA DEL RIO PUCHUCHOA
CARRETERA BAEZA - LAGO AGRIO
SECTOR RIO PUCHUCHOA
PROVINCIA DE SUCUMBIOS**

CALCAF 2 1 3 402 420 0.04 0.04

VALORES DE N	DISTANCIA
0.12	10
-0.04	60
0.12	120

DATOS DE COORDENADAS DE LA SECCION

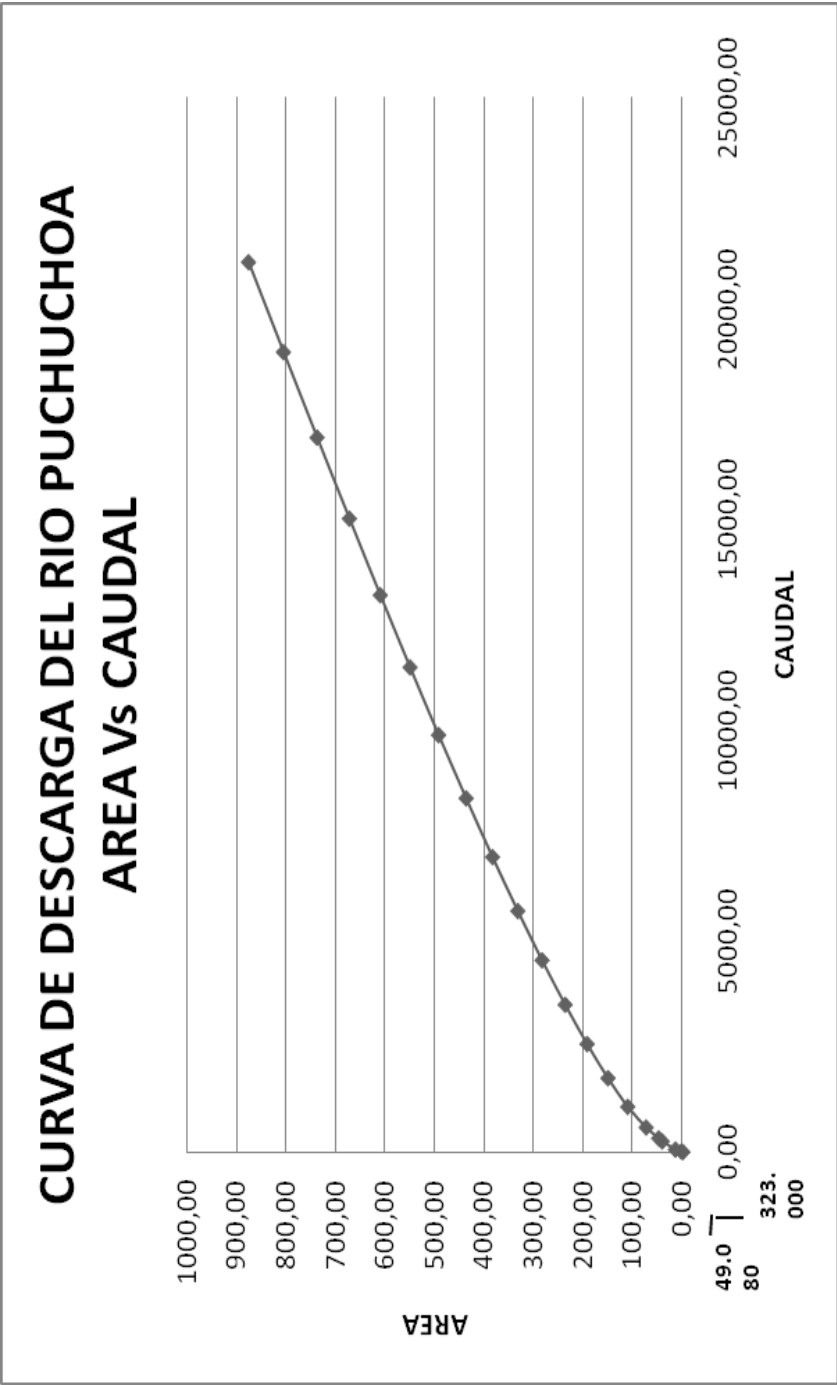
DISTANCIA	ELEVACION
0	420
20	406.5
30	403.5
40	404
50	402
60	406.20
70	416.19
80	422.9
90	425.6
100	426
110	426.6
120	427.3 *

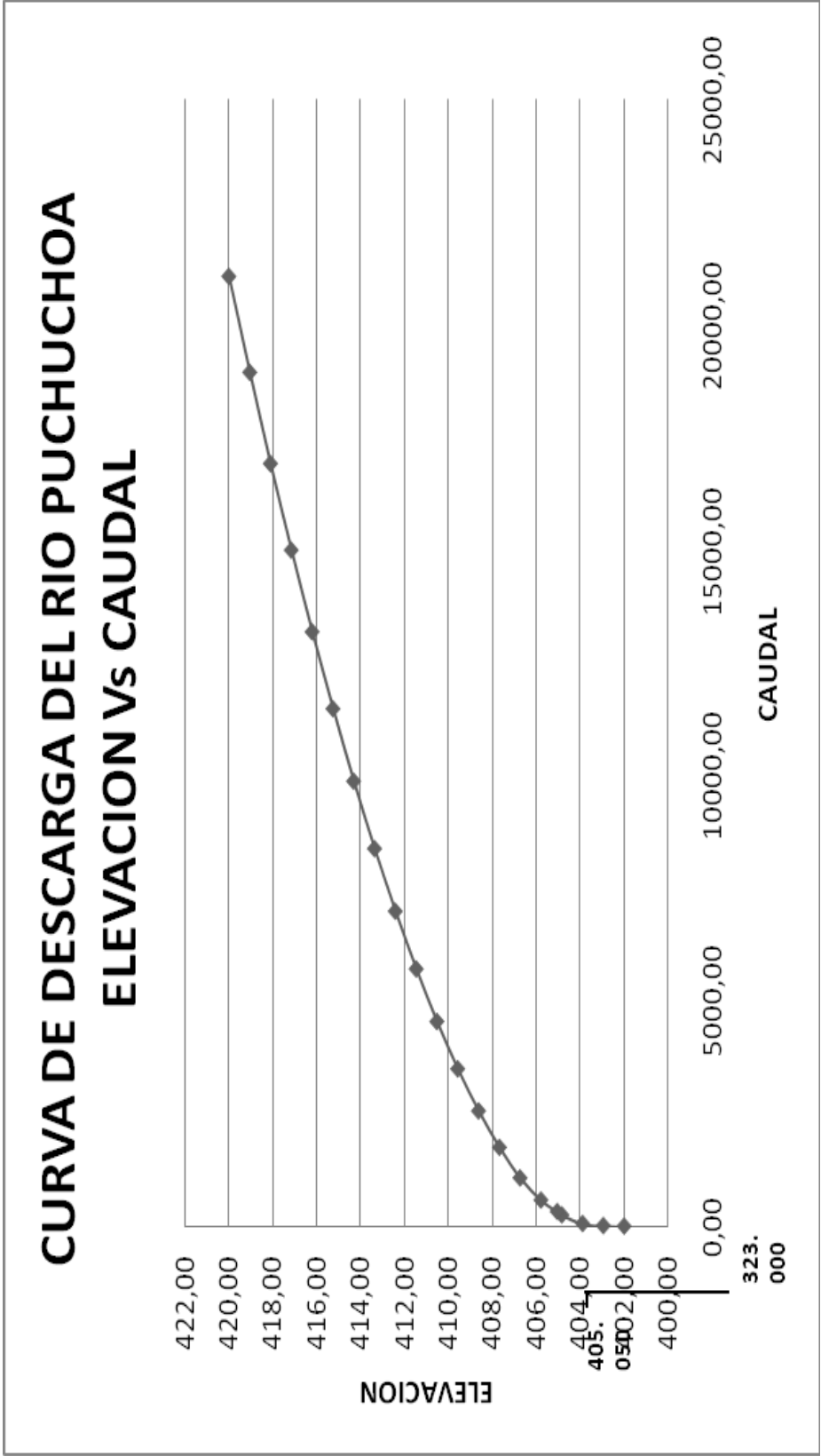
0 CURVA DE CAUDALES DE LA SECCION 1

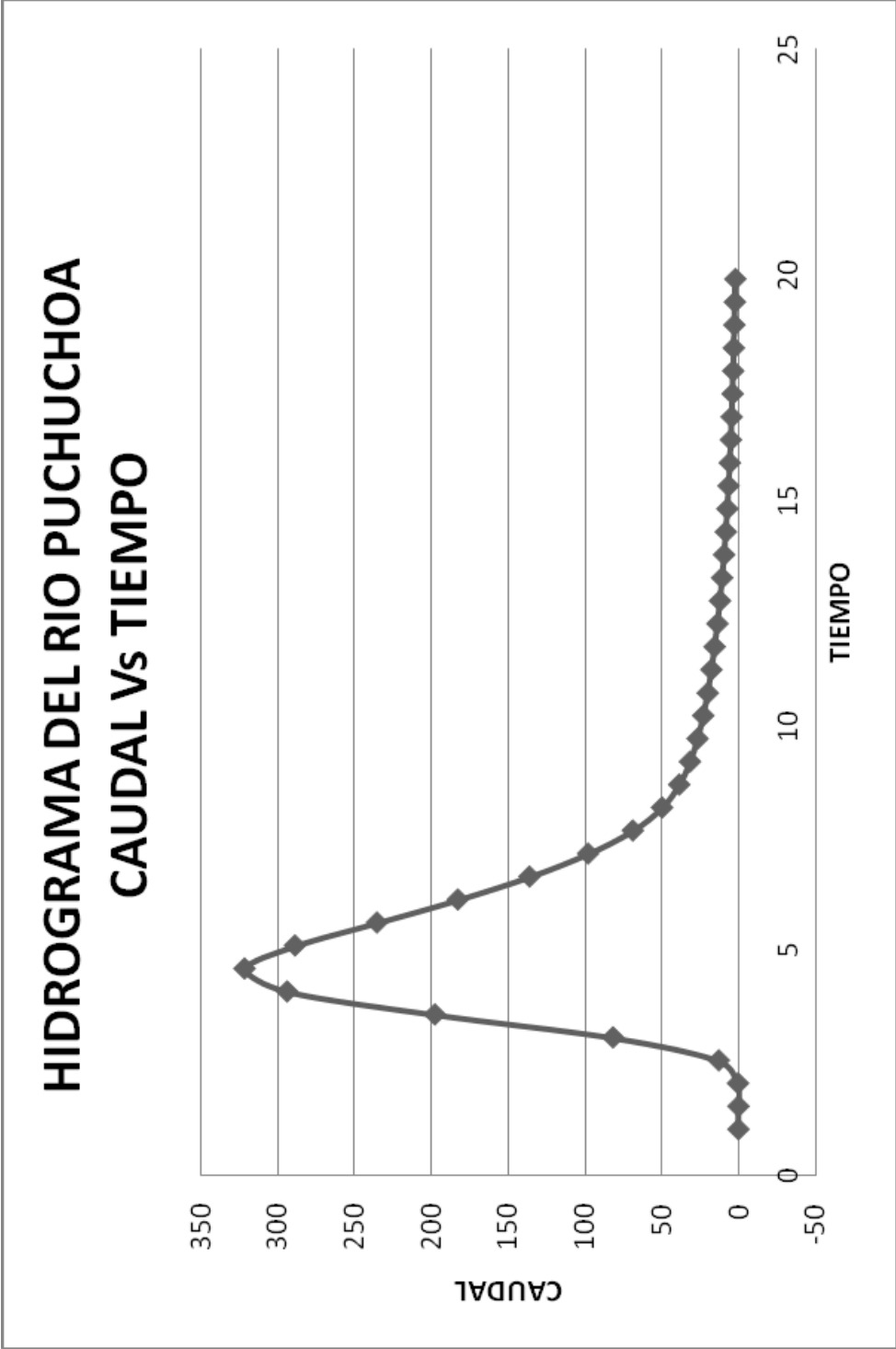
ELEVAC SUPERF AGUA	AREA HIDRAUL M2	CAUDAL EN M3/S
402.00	.00	.000
402.95	3.31	9.799
403.89	15.07	55.489
404.84	41.96	250.185
405.05	49.08	323.000 m3/sQd V=6.6 m/S
405.79	74.12	578.907
406.74	111.16	1069.092
407.68	151.01	1746.553
408.63	193.08	2555.077
409.58	237.39	3487.737
410.53	283.92	4539.525
411.47	332.69	5706.671
412.42	383.67	6986.261
413.37	436.89	8375.994

414.32	492.34	9874.029
415.26	550.01	11478.880
416.21	609.91	13189.280
417.16	672.27	15002.170
418.11	737.30	16921.160
419.05	804.99	18945.980
420.00	875.35	21076.450

FIN



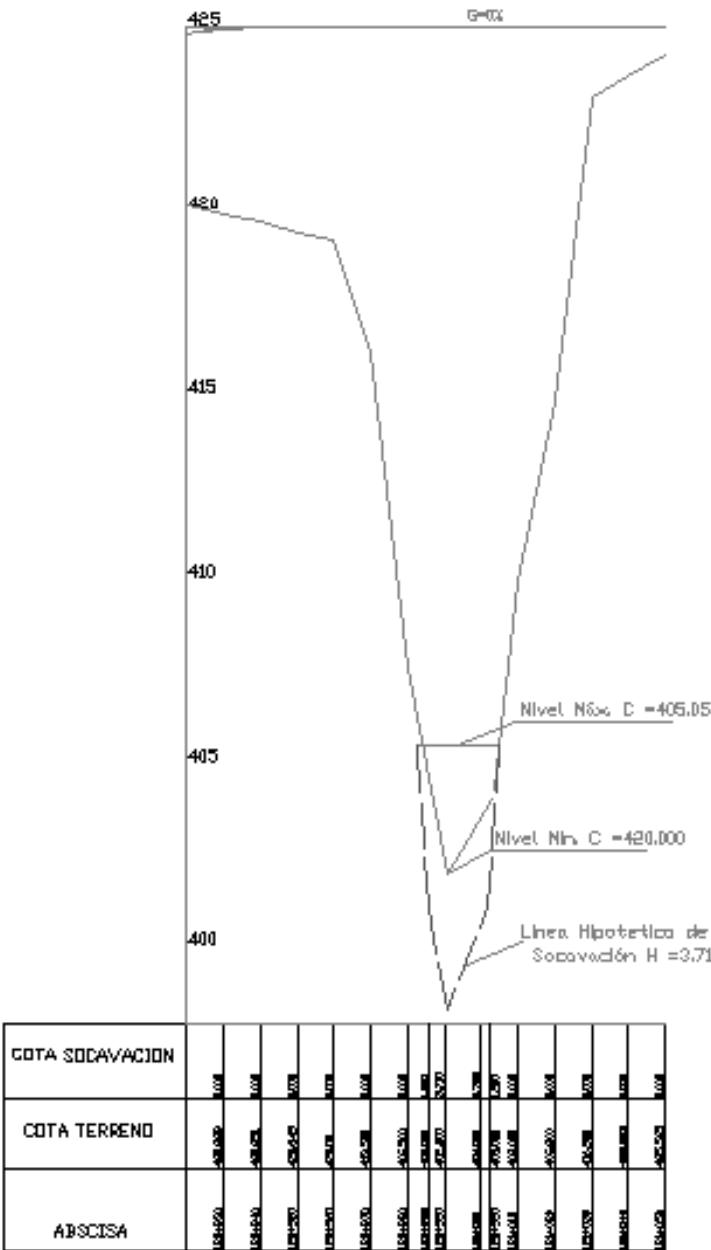




**CUADRO DE SOCAVACION
Y
PERFIL**

CUADRO DE SOCAVACIÓN GENERAL DEL RIO PUCHUCHOA									
SECTOR: RIO PUCHUCHOA									
DATOS:									
A	49,08	m2							
Be	35,00	m							
Hm	1,40								
Qd	323,00	m3/s							
BETA	1,00								
u	0,93								
ALFA	5,65								
Nº SECCIÓN	NIVEL DE MÁXIMA CRESCIENTE	COTA SECCIÓN VERTICAL	TIRANTE	CARACTERÍSTICAS DEL SUELO		TIRANTE FINAL	SOCAVACIÓN FINAL		
				dm	X				
1	405,05	405,05	0	310	0,24	0	0		
2	405,05	403	2,05	310	0,24	3,96	1,91		
3	405,05	402	3,05	310	0,24	6,76	3,71		
4	405,05	403	2,05	310	0,24	3,96	1,91		
5	405,05	405,05	0	310	0,24	0	0		
NOTA: Por encontrarse cerca de la confluencia con el río Aguarico, existe influencia de reflujo con efectos de remanso.									

PERFIL LONGITUDINAL PUENTE
SOBRE EL RIO PUCHCUCHOA



EXPOSICIONES FOTOGRÁFICAS

PUENTE PUCHUCHOA



FOTO 1: SITIO DE IMPLANTACIÓN DEL PUENTE DEFINITIVO



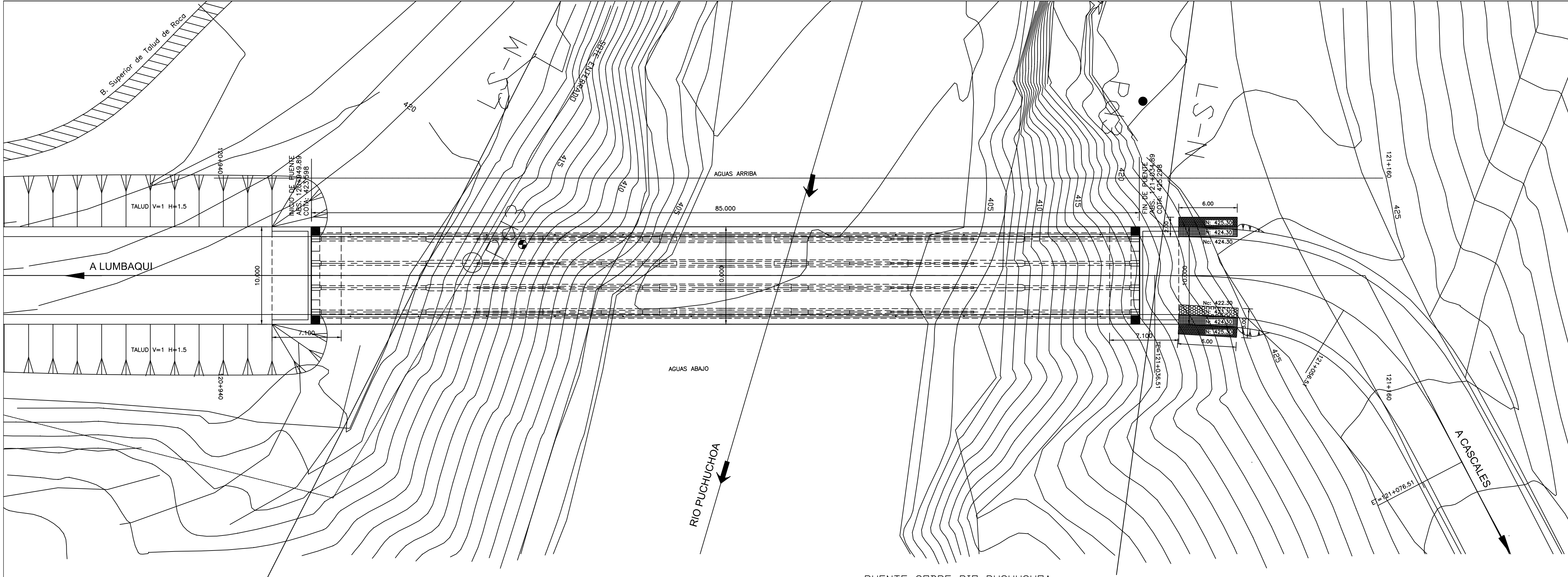


FOTO 2: PUENTE ACTUAL A SER SUSTITUIDO



Anexo 4: Implantación

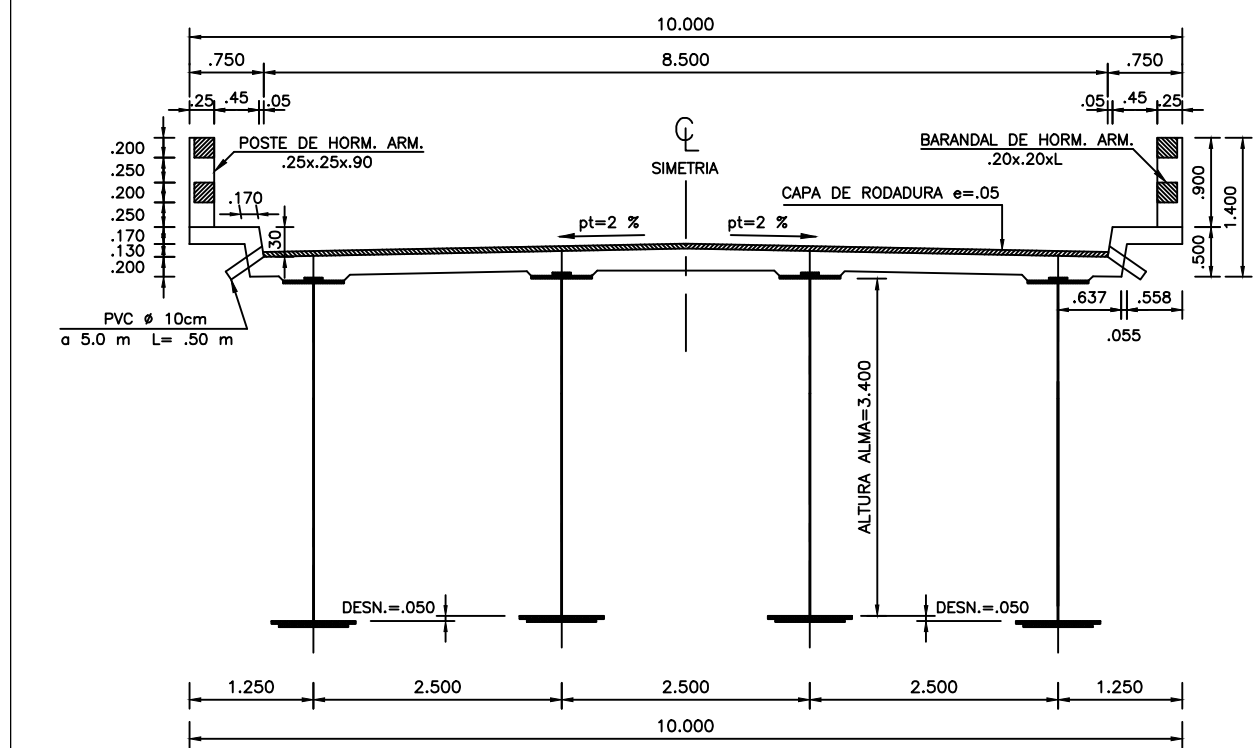
(Versión original digital)



PLANTA

ESC. 1:250

PUENTE SOBRE RIO PUCHUCHOA

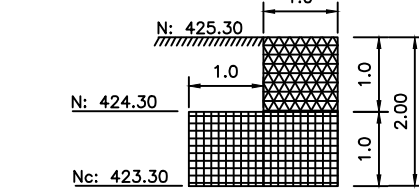
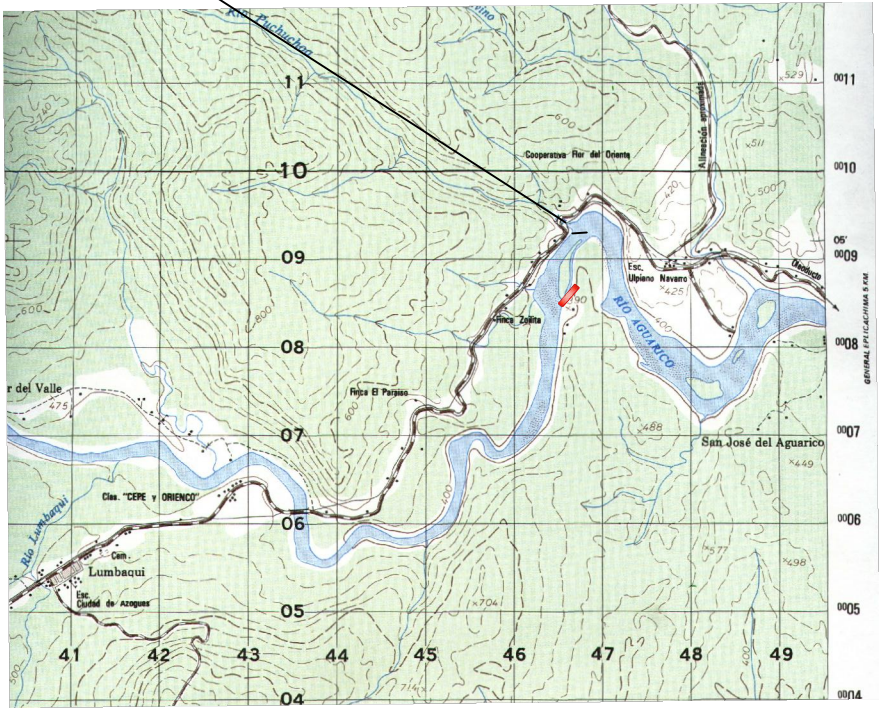


GEOMETRIA SECCION TRANSVERSAL

ESC. 1:75

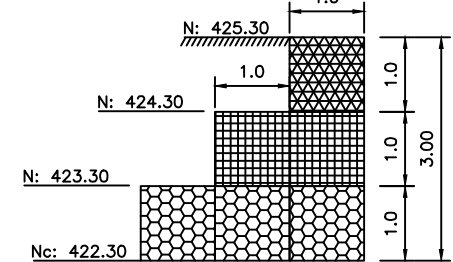
CANTIDADES DE OBRA ACCESOS RIO PUCHUCHOA

NUMERO	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD
001-1	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-2	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-3	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-4	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-5	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-6	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-7	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-8	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-9	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-10	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-11	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-12	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-13	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-14	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-15	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-16	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-17	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-18	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-19	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10
001-20	ABRIGADO HORMIGON Y LAMINA	m ²	1.10



CORTE GAVION AGUAS ARRIBA

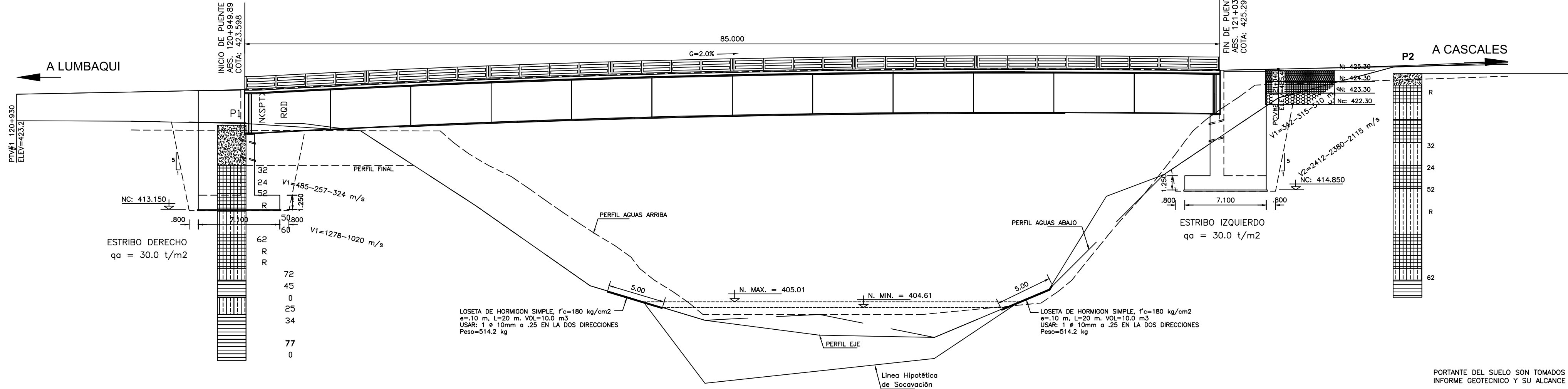
ESC. 1:100



CORTE GAVION AGUAS ABAJO

ESC. 1:100

430
9
8
7
6
4
3
2
1
425
4
3
2
1
420
9
8
7
6
4
3
2
1
415
4
3
2
1
410
9
8
7
6
4
3
2
1
405
4
3
2
1
400



ELEVACION

ESC. 1:250

PUENTE		FUENTE DE MATERIALES	
NOMBRE	ABSCISA	NOMBRE	UBICACION
PUCHUCHOA	120+949.89	PIEDRA FINA 2	SE ENCUENTRA A 57 km DEL SITIO DE UBICACION DEL PUENTE

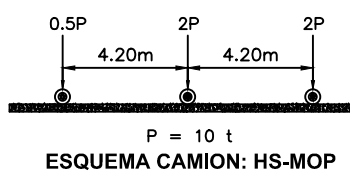
PORTANTE DEL SUELO SON TOMADOS DEL INFORME GEOTECNICO Y SU ALCANCE DE

RESUMEN DE MATERIALES

RUBRO	DESCRIPCION	CANTIDADES		
		UNIDAD	INFRAEST.	SUPEREST.
307-2(2)	EXCAVACION Y RELLENO PARA PUENTES	m ³	1,250.0	—
405-4	CAPA DE RODADURA DE H. ASF. MEZCLADO EN SITIO e=5 cm	m ²	—	722.5
503(2)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c= 280 kg/cm ²	m ³	—	184.2
503(2)	HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B" f'c= 240 kg/cm ²	m ³	389.6	389.6
503(6)	HORMIGON DE REPLANTILLO CLASE "E" f'c= 180 kg/cm ²	m ³	34.9	—
503(5)	HORMIGON CICLOPEO	m ³	2.0	—
503(6)E	JUNTA DE DILATAACION	ml	—	17.0
504(1)	ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy=4200 kg/cm ²	kg	39,101.4	62,395.4
505(2)	SUMINISTRO ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 fy=3500 kg/cm ²	kg	—	304,189.7
505(3)	FABRICACION ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 fy=3500 kg/cm ²	kg	—	304,189.7
505(4)	MONTAJE ACERO ESTRUCTURAL ASTM A-588 fy=3500 kg/cm ²	kg	—	304,189.7
507-2	PINTURA ACERO ESTRUCTURAL (304,189.7) kg	kg	—	1.00
503(7)E	APOYOS DE NEOPRENO TIPO STUP-DUREZA 60' (45x45x6.8) cm	u	—	8.0
508(3)	GAVIONES CON REVESTIMIENTO DE PVC	m ³	54.0	—
606-1(2)	MATERIAL FILTRANTE	m ³	49.6	—
607-6E	TUBO PVC ø 10 cm - DRENAJE	ml	25.0	37.0
704-1(8)	BARANDALES DE HORMIGON	ml	—	170.0

ESPECIFICACIONES Y NOTAS:

- NORMAS DE DISEÑO: AASHTO 2002
- SOBRECARGA: HS MOP o CARGA EQUIVALENTE MAYORADA 25%
- HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B", RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS f'c=240 kg/cm² - ESTRIBOS.
- HORMIGON ESTRUCTURAL CLASE "B", RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS f'c=280 kg/cm² - TABLERO Y PROTECCIONES.
- HORMIGON DE REPLANTILLO CLASE "E", RESISTENCIA A LA COMPRESION A LOS 28 DIAS f'c=180 kg/cm².
- ACERO DE REFUERZO EN BARRAS fy=4200 kg/cm².
- ESFUERZOS ADMISIBLES DEL SUELO: 30.0 t/m² PARA LOS DOS ESTRIBOS.
- COTA DE CIMENTACION: 414.850 ESTRIBO IZQUIERDO Y 413.150 ESTRIBO DERECHO.
- RECUBRIMIENTO EN CONTACTO CON EL SUELO: 10 cm SI NO SE INDICA.
- RECUBRIMIENTO MINIMO= 3.0 cm SI NO SE INDICA.
- PENDIENTE TRANSVERSAL DEL TABLERO: 2% A CADA LADO DEL EJE DE LA VIA.
- ACERO ESTRUCTURAL: ASTM A-588, LIMITE DE FLUENCIA Fy=3500 kg/cm² PARA PLANCHAS Y PERFILES.
- DEBERA COMPROBARSE LA CALIDAD DEL ACERO A-588, MEDIANTE ENSAYOS Y CERTIFICADOS DE IMPORTACION.
- SOLDADURA: ELECTRODOS E 8016-C2 PARA TALLER Y CAMPO.
- NORMAS PARA SOLDADURA: AWS.
- SE PINTARA EL ACERO ESTRUCTURAL CON UNA MANO DE PINTURA ANTICORROSIVA EN TALLER Y DOS MANOS DE PINTURA DE ALUMINIO EN CAMPO.
- SE USARAN PERNOS DE MONTAJE SOLO PARA POSICIONAR LOS ARROSTRAMIENTOS ø = 12 mm.
- LAS PERFORACIONES PARA LOS PERNOS DE MONTAJE SERAN ø = 15 mm.
- NO FUNDIR EXTREMOS DEL TABLERO Y PANTALLA SUPERIOR DE ESTRIBOS SIN COLOCAR LAS JUNTAS DE DILATAACION EN CASO DE QUE ESTAS SEAN METALICAS.
- APOYOS DE NEOPRENO TIPO STUP DUREZA 60' SHORE DE (45x45x6.8) cm.
- LOS APOYOS TENDRAN 5 CAPAS DE NEOPRENO DE ESPESOR 12 mm Y 4 LAMINAS METALICAS DE 2 mm ENTRE ELLAS.
- LAS CAPAS DE NEOPRENO CON LAS LAMINAS DE ACERO SERAN VULCANIZADAS AL CALOR Y PRESION.
- LAS LAMINAS DE ACERO DEL APOYO DE NEOPRENO DEBERAN ESTAR COMPLETAMENTE LIMPIAS, EN LO POSIBLE SANBLASTERADAS.
- EN LOS FUTUROS PROCESOS DE REPAVIMENTACION NO SE DEBE COLOCAR NUEVAS CARPETAS ASFALTICAS SOBRE EL PUENTE.
- SE PODRA CAMBIAR LOS ELECTRODOS PREVIA AUTORIZACION, SIEMPRE QUE TENGAN IGUALES CARACTERISTICAS ANTICORROSIVAS Y DE RESISTENCIA.
- LOS GAVIONES SERAN GALVANIZADOS, DE DOBLE TORSION TIPO 10x12" Y EL DIAMETRO DEL ALAMBRE SERA DE AL MENOS 2.4 mm Y RECUBIERTOS DE PVC. DEBERAN CUMPLIR CON LAS NORMAS ASTM RESPECTIVAS.
- EL RECUBRIMIENTO DE PVC SERA AL MENOS DE 0.5 mm.
- PARA AMARRAR LOS GAVIONES PODRA USARSE ALAMBRE DE AMARRE DE DIAMETRO 2.2 mm, RECUBIERTOS DE PVC.
- SE RECOMIENDA CONSTRUIR LA INFRAESTRUCTURA DE LA OBRA DE ARTE MAYOR PROPUESTA EN LA EPOCA DE MENORES PRECIPITACIONES PLUVIALES.
- EL VOLUMEN REAL DE GAVIONES SE DETERMINARA EN OBRA.
- LA JUNTA DE DILATACION METALICA PODRA SUSTITUIRSE POR UNA JUNTA DE NEOPRENO TIPO COMPOSAN O SIMILAR.
- PENDIENTE LONGITUDINAL DEL PUENTE 2.00%.



ESQUEMA CAMION: HS-MOP

PROCESO CONSTRUCTIVO

LAS ACTIVIDADES DEL PROCESO DE CONSTRUCCION SEGUIRAN EN EL SIGUIENTE ORDEN:

- LOCALIZACION Y REPLANTEO DEL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE
- ADQUISICION DEL ACERO ESTRUCTURAL PARA LA FABRICACION DE VIGAS.
- INICIO DE FABRICACION DE VIGAS EN TALLER
- EXCAVACION DEL TERRENO HASTA LLEGAR A LA COTA DE CIMENTACION TENIENDO CUIDADO DE NO ALTERAR EL SUELO BAJO EL NIVEL DE CIMENTACION.
- FUNDICION DEL REPLANTILLO DE HORMIGON SIMPLE Y POSTERIOR ARMADO, ENCOFRADO Y FUNDICION DE AMBOS ESTRIBOS.
- RELLENO COMPACTADO TRAS LOS ESTRIBOS, HASTA UNA ALTURA QUE NO SEA MAYOR AL NIVEL NATURAL EN AMBOS LADOS.
- TRANSPORTE DE LOS DIFERENTES TRAMOS DE VIGAS DESDE EL TALLER AL SITIO DE IMPLANTACION DEL PUENTE.
- ENSAMBLAJE DE LOS TRAMOS DE VIGAS, EN UNO DE LOS ACCESOS DEL PUENTE Y COLOCACION DE LAS OBRAS FALSAS EN EL CAUCE DEL RIO.
- ENSAMBLAJE DE LAS VIGAS ENTRE SI, DE DOS EN DOS CON LOS ARROSTRAMIENTOS HORIZONTALES Y VERTICALES PARA EVITAR PANDEOS EN LAS VIGAS.
- LANZAMIENTO DE LAS VIGAS DESDE UN EXTREMO HASTA QUE SE APOYEN EN EL OTRO EXTREMO DEL PUENTE.
- DESCENSO Y MOVIMIENTO DE LAS VIGAS HASTA SU UBICACION DEFINITIVA SOBRE SUS RESPECTIVOS APARATOS DE APOYO.
- ARMADO ENCOFRADO Y FUNDICION DEL TABLERO DEL PUENTE.
- RELLENO COMPACTADO TRAS LOS ESTRIBOS, HASTA ALCANZAR EL NIVEL DE RASANTE.
- ARMADO ENCOFRADO Y FUNDICION DE PROTECCIONES LATERALES.
- PUENTE EN SERVICIO.

NOTA: EL CONSTRUCTOR PODRA CAMBIAR EL SISTEMA DE MONTAJE DE LAS VIGAS DE ACUERDO A LOS EQUIPOS QUE POSEA O COMO EL CREYERE QUE ES MEJOR PARA LAS CONDICIONES DEL SITIO. SE RECOMIENDA ESO SI QUE SE TOMEN TODAS LAS PRECAUCIONES NECESARIAS PARA EVITAR PANDEOS LATERALES EN LAS VIGAS.

PREVO CON LA INICIACION DE LOS TRABAJOS EL CONTRATISTA CON LA FIZCALIZACION UBICARAN Y VERIFICARAN EN EL TERRENO CLARAMENTE TODAS LAS TUBERIAS METALICAS TALES COMO OLEODUCTO POLIDUCTO ETC. AL FIN DE PRECAUTELAR LA INTEGRIDAD DE LAS MISMAS.

 Ministerio de Transporte y Obras Públicas	MINISTERIO DE TRANSPORTE Y OBRAS PUBLICAS SUBSECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS Y COMUNICACIONES DIRECCION DE ESTUDIOS VIALES				
	PROYECTO: CARRETERA BAEZA – NUEVA LOJA			CONTRATO N° _____	
	CONTIENE: PUENTE SOBRE EL PUCHUCHOA			HOJA: 1 de 7	
	IMPLANTACION GENERAL DEL PUENTE			ESCALA: LAS INDICADAS	
ZONA II	CLASE –	LONGITUD 85.0 m	ESTUDIO DEFINITIVO	PROVINCIA NAPO	FECHA: MARZO–2009
					DIBUJO:  PUCHUCHOA85–IM
CONSULTOR: TOENSO S.A.					
ING. DE CAMPO		ING. PROYECTISTA		ING. DIRECTOR DEL PROYECTO	PROCURADOR COMUN
ING. JUAN CARLOS TIPAN L.		ING. JUAN M. VINUEZA M. LIC. 17–2631		ING. LUIS CASTELLANOS	ING. MAURICIO ACOSTA
SUPERVISION – M.O.P.					
1– REVISADO		2– REVISADO		COMPROBADO	
ING. SUPERVISOR DE ESTRUCTURAS		COORDINADOR DE ESTRUCTURAS		COORDINADOR DE PROYECTOS VIALES	
				DIRECTOR DE ESTUDIOS VIALES	
APROBADO					

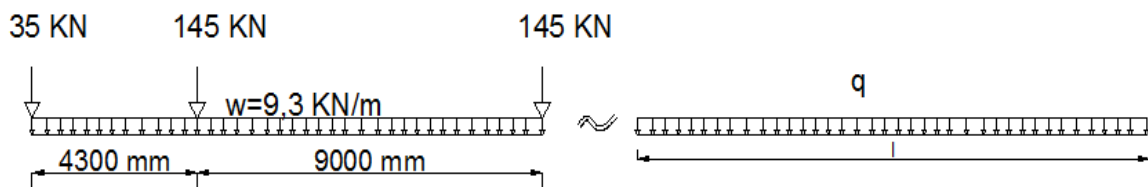
COTAS	PROYECTO	423.2	423.4	423.6	423.8	424.0	424.2	424.4	424.6	424.8	425.0	425.1	425.2	425.4	425.6	425.8
TERRENO	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989	420.989
ABSCISA	120+930	120+940	120+950	120+960	120+970	120+980	120+990	121+000	121+010	121+020	121+030	121+040	121+050	121+060	121+070	121+080

Anexo 5: Determinación de la carga viva y la carga muerta distribuidas en un metro de un carril de circulación.

CARGA VIVA

Utilizamos la carga vehicular HL-93 y los estados de carga para la determinación de momento positivo descritos en el numeral 3.1.3 para determinar una carga uniformemente repartida (q) distribuida en una longitud (l) que genere el mismo efecto que cada uno de los estados de carga referidos.

Estado de carga 1:



Estado de carga 1 [51]

$$\sum M = 0$$

$$\sum M = -145 \times 4300 - 145 \times 13300 - 0,0093 \times \frac{(13300)^2}{2}$$

$$\sum M = -3374538,50 \text{ KN} - \text{mm}$$

$$q \times \frac{l^2}{2} = -3374538,50$$

$$q \times l^2 = -6749077 \quad (1)$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = 35 + 145 + 145 + 0,0093 \times 13300$$

$$\sum F_y = 448,69$$

$$q \times l = 448,69 \quad (2)$$

Ec.2 en Ec.1

$$q \times \left(\frac{448,69}{q} \right)^2 = -6749077$$

$$q = 0,030 \text{ KN/mm}$$

Reemplazando (q) en la Ec. 2

$$q \times l = 448,69$$

$$l = \frac{448,69}{0,030}$$

$$l = 14956,33 \text{ mm}$$

Distribuyendo la carga en un ancho de vía de 3000 mm que el ancho donde actúan estas cargas obtenemos una carga por m^2 (P_{q1})

$$P_{q1} = \frac{0,030 \text{ KN/mm}}{3000 \text{ mm}}$$

$$P_{q1} = 0,00001 \text{ KN/mm}^2$$

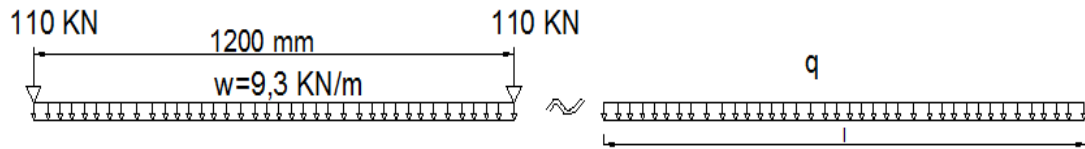
Ahora la distribuimos en nuestro ancho de vía de 4250 mm y obtenemos la carga distribuida de este estado de cargas ($q_{c+cu}1$)

$$q_{(c+cu)1} = 0,00001 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \times 4250 \text{ mm}$$

$$q_{(c+cu)1} = 0,0425 \text{ KN/mm}$$

$$\mathbf{q_{(c+cu)1} = 42,50 \text{ KN/m}}$$

Estado de carga 2:



Estado de carga 2 [51]

$$\sum M = 0$$

$$\sum M = -110 \times 1200 - 0.0093 \times \frac{(1200)^2}{2}$$

$$\sum M = -138696 \text{ KN} - \text{mm}$$

$$q \times \frac{l^2}{2} = -138696$$

$$q \times l^2 = -277392 \quad (3)$$

$$\sum F_y = 0$$

$$\sum F_y = 110 + 110 + 0.0093 \times 1200$$

$$\sum F_y = 231.16$$

$$q \times l = 231.16 \quad (4)$$

Ec.4 en Ec.3

$$q \times \left(\frac{231.16}{q} \right)^2 = -277392$$

$$q = 0.1926 \text{ KN/mm}$$

Reemplazando (q) en la Ec. 4

$$q \times l = 231.16$$

$$l = \frac{231.16}{0.1926}$$

$$l = 1200.21 \text{ mm}$$

Distribuyendo la carga en un ancho de vía de 3000 mm que el ancho donde actúan estas cargas obtenemos una carga por m^2 (P_{q2})

$$P_{q2} = \frac{0,1926 \text{ KN/mm}}{3000 \text{ mm}}$$

$$P_{q2} = 0,0000642 \text{ KN/mm}^2$$

Ahora la distribuimos en nuestro ancho de vía de 4250 mm y obtenemos la carga distribuida de este estado de cargas ($q_{c+cu}{}_2$)

$$q_{(c+cu)2} = 0,0000642 \frac{\text{KN}}{\text{mm}^2} \times 4250 \text{ mm}$$

$$q_{(c+cu)2} = 0,27285 \text{ KN/mm}$$

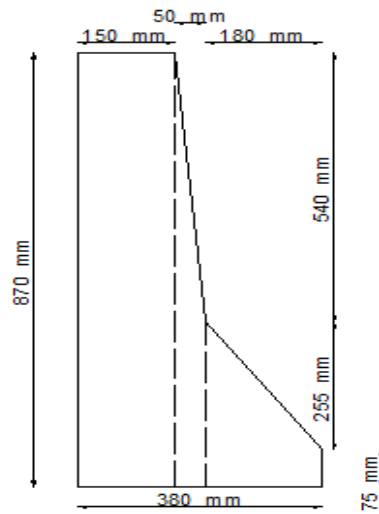
$$\mathbf{q_{(c+cu)2} = 272,85 \text{ KN/m}}$$

Tomamos el mayor valor entre ($q_{c+cu}{}_1$) y ($q_{c+cu}{}_2$) teniendo como resultado la carga viva uniformemente repartida (v).

$$\mathbf{v = 272,85 \text{ KN/m}}$$

CARGA MUERTA

Protección lateral vehicular



Protección lateral vehicular

$$\text{Area} = 150 \times 870 + \left(\frac{870 + 330}{2} \right) \times 50 + \left(\frac{330 + 75}{2} \right) \times 180$$

$$\text{Area} = 130500 + 30000 + 36450$$

$$\text{Area} = 196950 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso específico hormigón} = 0,000024 \text{ N/mm}^3$$

Determinamos la carga en un metro de longitud del puente (P)

$$P = 0,000024 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \times 196950 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}$$

$$P = 4726,80 \text{ N}$$

Determinamos la carga por m² en la superficie inferior de la protección lateral (Pp)

$$P_p = \frac{4726,80 \text{ N}}{380 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}}$$

$$P_p = 0,0124 \text{ N/mm}^2$$

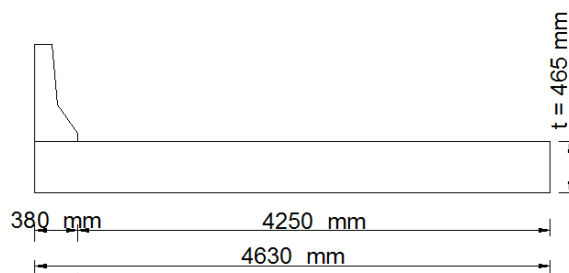
Finalmente obtenemos la carga distribuida de la protección lateral vehicular en un ancho de vía de 4250 mm (q_{pv})

$$q_{pv} = 0,0124 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 4250 \text{ mm}$$

$$q_{pv} = 52,87 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\mathbf{q_{pv} = 52,87 \text{ KN/m}}$$

Tablero



Tablero (lado izquierdo)

$$\text{Area} = 4630 \times 465$$

$$\text{Area} = 2152950 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso específico hormigón} = 0,000024 \text{ N/mm}^3$$

Determinamos la carga en un metro de longitud del puente (P)

$$P = 0,000024 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \times 2152950 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}$$

$$P = 51670,80 \text{ N}$$

Determinamos la carga por m^2 en la superficie inferior del Tablero (P_p)

$$P_p = \frac{51670,80 \text{ N}}{4630 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}}$$

$$P_p = 0,01116 \text{ N/mm}^2$$

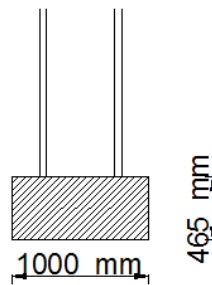
Finalmente obtenemos la carga distribuida del tablero en un ancho de vía de 4250 mm (q_t)

$$q_t = 0,01116 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 4250 \text{ mm}$$

$$q_t = 47,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\mathbf{q_t = 47,43 \text{ KN/m}}$$

Viga de borde



Viga de borde

$$\text{Area} = 465 \times 1000$$

$$\text{Area} = 465000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso específico hormigón} = 0,000024 \text{ N/mm}^3$$

Determinamos la carga en un metro de longitud del puente (P)

$$P = 0,000024 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \times 465000 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}$$

$$P = 11160 \text{ N}$$

Determinamos la carga por m^2 en la superficie inferior de la viga de borde (P_p)

$$P_p = \frac{11160 \text{ N}}{1000 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}}$$

$$P_p = 0,01116 \text{ N/mm}^2$$

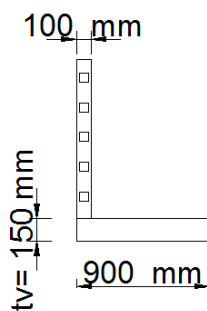
Finalmente obtenemos la carga distribuida de la viga de borde en un ancho de vía de 4250 mm (q_v)

$$q_v = 0,01116 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 4250 \text{ mm}$$

$$q_v = 47,43 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\mathbf{q_v = 47,43 \text{ KN/m}}$$

Acera



Acera

$$\text{Area} = 900 \times 150$$

$$\text{Area} = 135000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Peso específico hormigón} = 0,000024 \text{ N/mm}^3$$

Determinamos la carga en un metro de longitud del puente (P)

$$P = 0,000024 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} \times 135000 \text{ mm}^2 \times 1000 \text{ mm}$$

$$P = 3240 \text{ N}$$

Determinamos la carga por m^2 en la superficie inferior de la Acera (P_p)

$$P_p = \frac{3240 \text{ N}}{900 \text{ mm} \times 1000 \text{ mm}}$$

$$P_p = 0,0036 \text{ N/mm}^2$$

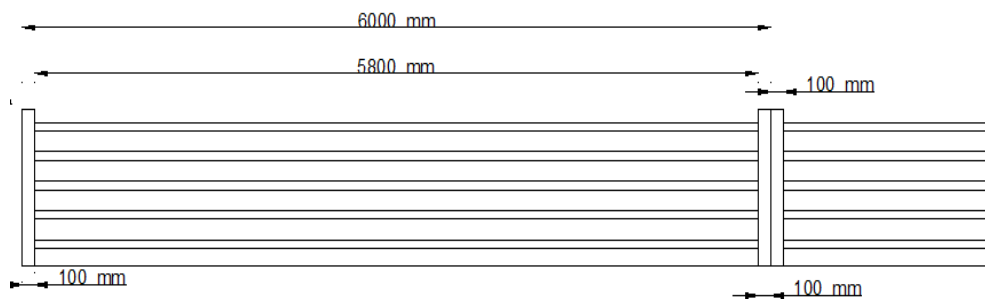
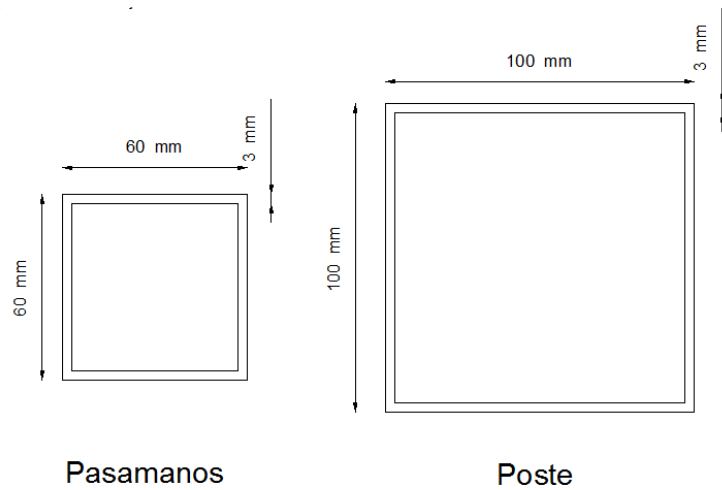
Finalmente obtenemos la carga distribuida de la viga de acera en un ancho de vía de 4250 mm (q_a)

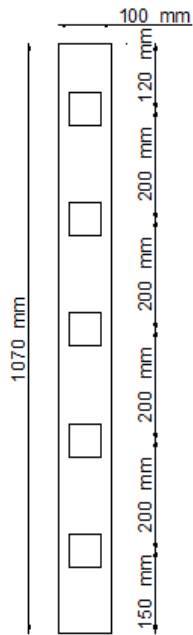
$$q_a = 0,0036 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 4250 \text{ mm}$$

$$q_a = 15,30 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$q_a = 15,30 \text{ KN/m}$$

Protección lateral peatonal





Protección lateral peatonal

$$\text{Longitud pasamanos} = 5,80 \text{ m} \times 5 = 29,00 \text{ m}$$

$$\text{Longitud postes} = 1,07 \text{ m} \times 2 = 2,14 \text{ m}$$

$$\text{Peso pasamanos} = 29,00 \text{ m} \times 53,17 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 1541,93 \text{ N}$$

$$\text{Peso postes} = 2,14 \text{ m} \times 89,96 \frac{\text{N}}{\text{m}} = 192,51 \text{ N}$$

$$\text{Peso protección lateral (6m)} = 1541,93 + 192,51$$

$$\text{Peso protección lateral (6m)} = 1734,44 \text{ N}$$

Determinamos la carga por m^2 en la superficie inferior de la protección lateral peatonal (P_p)

$$P_p = \frac{1734,44 \text{ N}}{100 \text{ mm} \times 6000 \text{ mm}}$$

$$P_p = 0,002891 \text{ N/mm}^2$$

Finalmente obtenemos la carga distribuida de la protección lateral en un ancho de vía de 4250 mm (q_{pp})

$$q_{pp} = 0,002891 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} * 4250 \text{ mm}$$

$$q_{pp} = 12,29 \frac{\text{N}}{\text{mm}}$$

$$\mathbf{q_{pp} = 12,29 \text{ KN/m}}$$

Realizamos la sumatoria de todas las cargas muertas determinadas y obtenemos la carga muerta uniforme repartida (g)

$$g = q_{pv} + q_t + q_v + q_a + q_{pp} \quad (5)$$

$$g = 52,87 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 47,43 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 47,43 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 15,30 \frac{\text{KN}}{\text{m}} + 12,29 \frac{\text{KN}}{\text{m}}$$

$$\mathbf{g = 175,32 \text{ KN/m}}$$

Anexo 6: Determinación de los pesos propios de los diferentes elementos estructurales.

CABLES							
Cable	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	w	PESO	w	PESO
	mm	mm2	mm3	KN/mm3	KN	Ton/mm3	Ton
T1	1061,85	980	1040613	7,697E-08	8,010E-02	7,849E-09	8,168E-03
T2	6889,42	980	6751631,6	7,697E-08	5,197E-01	7,849E-09	5,299E-02
T3	3065,77	980	3004454,6	7,697E-08	2,313E-01	7,849E-09	2,358E-02
T4	11261,63	980	11036397,4	7,697E-08	8,495E-01	7,849E-09	8,662E-02
T5	4910,18	980	4811976,4	7,697E-08	3,704E-01	7,849E-09	3,777E-02
T6	14081,55	980	13799919	7,697E-08	1,062E+00	7,849E-09	1,083E-01
T7	6609,61	980	6477417,8	7,697E-08	4,986E-01	7,849E-09	5,084E-02
T8	15983,28	980	15663614,4	7,697E-08	1,206E+00	7,849E-09	1,229E-01
T9	8244,41	980	8079521,8	7,697E-08	6,219E-01	7,849E-09	6,342E-02
T10	17253,37	980	16908302,6	7,697E-08	1,301E+00	7,849E-09	1,327E-01
T11	9771,85	980	9576413	7,697E-08	7,371E-01	7,849E-09	7,517E-02
T12	18022,57	980	17662118,6	7,697E-08	1,359E+00	7,849E-09	1,386E-01
T13	11193,21	980	10969345,8	7,697E-08	8,443E-01	7,849E-09	8,610E-02
T14	18395,64	980	18027727,2	7,697E-08	1,388E+00	7,849E-09	1,415E-01
T15	12507,84	980	12257683,2	7,697E-08	9,435E-01	7,849E-09	9,621E-02
T16	18463,52	980	18094249,6	7,697E-08	1,393E+00	7,849E-09	1,420E-01
T17	13714,8	980	13440504	7,697E-08	1,035E+00	7,849E-09	1,055E-01
T18	18287,59	980	17921838,2	7,697E-08	1,379E+00	7,849E-09	1,407E-01
T19	14808,75	980	14512575	7,697E-08	1,117E+00	7,849E-09	1,139E-01
T20	17905,83	980	17547713,4	7,697E-08	1,351E+00	7,849E-09	1,377E-01
T21	15785,72	980	15470005,6	7,697E-08	1,191E+00	7,849E-09	1,214E-01
T22	17285,5	980	16939790	7,697E-08	1,304E+00	7,849E-09	1,330E-01
T23	16636,19	980	16303466,2	7,697E-08	1,255E+00	7,849E-09	1,280E-01
T24	16636,19	980	16303466,2	7,697E-08	1,255E+00	7,849E-09	1,280E-01
T25	17348,4	980	17001432	7,697E-08	1,309E+00	7,849E-09	1,334E-01
T26	15785,72	980	15470005,6	7,697E-08	1,191E+00	7,849E-09	1,214E-01
T27	17905,83	980	17547713,4	7,697E-08	1,351E+00	7,849E-09	1,377E-01
T28	14808,75	980	14512575	7,697E-08	1,117E+00	7,849E-09	1,139E-01
T29	18287,59	980	17921838,2	7,697E-08	1,379E+00	7,849E-09	1,407E-01
T30	13714,8	980	13440504	7,697E-08	1,035E+00	7,849E-09	1,055E-01
T31	18463,52	980	18094249,6	7,697E-08	1,393E+00	7,849E-09	1,420E-01
T32	12507,84	980	12257683,2	7,697E-08	9,435E-01	7,849E-09	9,621E-02
T33	18418,32	980	18049953,6	7,697E-08	1,389E+00	7,849E-09	1,417E-01
T34	11176,16	980	10952636,8	7,697E-08	8,430E-01	7,849E-09	8,597E-02
T35	18010,87	980	17650652,6	7,697E-08	1,359E+00	7,849E-09	1,385E-01
T36	9772,26	980	9576814,8	7,697E-08	7,371E-01	7,849E-09	7,517E-02
T37	17243,91	980	16899031,8	7,697E-08	1,301E+00	7,849E-09	1,326E-01

T38	8244,41	980	8079521,8	7,697E-08	6,219E-01	7,849E-09	6,342E-02
T39	15983,28	980	15663614,4	7,697E-08	1,206E+00	7,849E-09	1,229E-01
T40	6609,61	980	6477417,8	7,697E-08	4,986E-01	7,849E-09	5,084E-02
T41	14081,55	980	13799919	7,697E-08	1,062E+00	7,849E-09	1,083E-01
T42	4909,1	980	4810918	7,697E-08	3,703E-01	7,849E-09	3,776E-02
T43	11216,3	980	10991974	7,697E-08	8,461E-01	7,849E-09	8,628E-02
T44	3065,77	980	3004454,6	7,697E-08	2,313E-01	7,849E-09	2,358E-02
T45	6879,97	980	6742370,6	7,697E-08	5,190E-01	7,849E-09	5,292E-02
T46	1061,68	980	1040446,4	7,697E-08	8,008E-02	7,849E-09	8,166E-03
T-1	1061,85	980	1040613	7,697E-08	8,010E-02	7,849E-09	8,168E-03
T-2	6889,42	980	6751631,6	7,697E-08	5,197E-01	7,849E-09	5,299E-02
T-3	3065,77	980	3004454,6	7,697E-08	2,313E-01	7,849E-09	2,358E-02
T-4	11261,63	980	11036397,4	7,697E-08	8,495E-01	7,849E-09	8,662E-02
T-5	4910,18	980	4811976,4	7,697E-08	3,704E-01	7,849E-09	3,777E-02
T-6	14081,55	980	13799919	7,697E-08	1,062E+00	7,849E-09	1,083E-01
T-7	6609,61	980	6477417,8	7,697E-08	4,986E-01	7,849E-09	5,084E-02
T-8	15983,28	980	15663614,4	7,697E-08	1,206E+00	7,849E-09	1,229E-01
T-9	8244,41	980	8079521,8	7,697E-08	6,219E-01	7,849E-09	6,342E-02
T-10	17253,37	980	16908302,6	7,697E-08	1,301E+00	7,849E-09	1,327E-01
T-11	9771,85	980	9576413	7,697E-08	7,371E-01	7,849E-09	7,517E-02
T-12	18022,57	980	17662118,6	7,697E-08	1,359E+00	7,849E-09	1,386E-01
T-13	11193,21	980	10969345,8	7,697E-08	8,443E-01	7,849E-09	8,610E-02
T-14	18395,64	980	18027727,2	7,697E-08	1,388E+00	7,849E-09	1,415E-01
T-15	12507,84	980	12257683,2	7,697E-08	9,435E-01	7,849E-09	9,621E-02
T-16	18463,52	980	18094249,6	7,697E-08	1,393E+00	7,849E-09	1,420E-01
T-17	13714,8	980	13440504	7,697E-08	1,035E+00	7,849E-09	1,055E-01
T-18	18287,59	980	17921838,2	7,697E-08	1,379E+00	7,849E-09	1,407E-01
T-19	14808,75	980	14512575	7,697E-08	1,117E+00	7,849E-09	1,139E-01
T-20	17905,83	980	17547713,4	7,697E-08	1,351E+00	7,849E-09	1,377E-01
T-21	15785,72	980	15470005,6	7,697E-08	1,191E+00	7,849E-09	1,214E-01
T-22	17285,5	980	16939790	7,697E-08	1,304E+00	7,849E-09	1,330E-01
T-23	16636,19	980	16303466,2	7,697E-08	1,255E+00	7,849E-09	1,280E-01
T-24	16636,19	980	16303466,2	7,697E-08	1,255E+00	7,849E-09	1,280E-01
T-25	17348,4	980	17001432	7,697E-08	1,309E+00	7,849E-09	1,334E-01
T-26	15785,72	980	15470005,6	7,697E-08	1,191E+00	7,849E-09	1,214E-01
T-27	17905,83	980	17547713,4	7,697E-08	1,351E+00	7,849E-09	1,377E-01
T-28	14808,75	980	14512575	7,697E-08	1,117E+00	7,849E-09	1,139E-01
T-29	18287,59	980	17921838,2	7,697E-08	1,379E+00	7,849E-09	1,407E-01
T-30	13714,8	980	13440504	7,697E-08	1,035E+00	7,849E-09	1,055E-01
T-31	18463,52	980	18094249,6	7,697E-08	1,393E+00	7,849E-09	1,420E-01
T-32	12507,84	980	12257683,2	7,697E-08	9,435E-01	7,849E-09	9,621E-02
T-33	18418,32	980	18049953,6	7,697E-08	1,389E+00	7,849E-09	1,417E-01
T-34	11176,16	980	10952636,8	7,697E-08	8,430E-01	7,849E-09	8,597E-02
T-35	18010,87	980	17650652,6	7,697E-08	1,359E+00	7,849E-09	1,385E-01
T-36	9772,26	980	9576814,8	7,697E-08	7,371E-01	7,849E-09	7,517E-02

T-37	17243,91	980	16899031,8	7,697E-08	1,301E+00	7,849E-09	1,326E-01
T-38	8244,41	980	8079521,8	7,697E-08	6,219E-01	7,849E-09	6,342E-02
T-39	15983,28	980	15663614,4	7,697E-08	1,206E+00	7,849E-09	1,229E-01
T-40	6609,61	980	6477417,8	7,697E-08	4,986E-01	7,849E-09	5,084E-02
T-41	14081,55	980	13799919	7,697E-08	1,062E+00	7,849E-09	1,083E-01
T-42	4909,1	980	4810918	7,697E-08	3,703E-01	7,849E-09	3,776E-02
T-43	11216,3	980	10991974	7,697E-08	8,461E-01	7,849E-09	8,628E-02
T-44	3065,77	980	3004454,6	7,697E-08	2,313E-01	7,849E-09	2,358E-02
T-45	6879,97	980	6742370,6	7,697E-08	5,190E-01	7,849E-09	5,292E-02
T-46	1061,68	980	1040446,4	7,697E-08	8,008E-02	7,849E-09	8,166E-03
TOTAL	1168543,82		1145172944		88,144		8,988

Peso propio cables

ARCO							
SEGMENTO	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	w	PESO	w	PESO
	mm	mm2	mm3	KN/mm3	KN	Ton/mm3	Ton
A1	1884,3166	75000	141323745	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A2	1875,8811	75000	140691082,5	7,697E-08	1,083E+01	7,849E-09	1,104E+00
A3	1894,1481	75000	142061107,5	7,697E-08	1,093E+01	7,849E-09	1,115E+00
A4	1885,4965	75000	141412237,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A5	1884,1109	75000	141308317,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A6	1884,9939	75000	141374542,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A7	1217,8308	75000	91337310	7,697E-08	7,030E+00	7,849E-09	7,169E-01
A8	665,9112	75000	49943340	7,697E-08	3,844E+00	7,849E-09	3,920E-01
A9	1883,3887	75000	141254152,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A10	1883,9453	75000	141295897,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A11	311,1738	75000	23338035	7,697E-08	1,796E+00	7,849E-09	1,832E-01
A12	1573,6249	75000	118021867,5	7,697E-08	9,084E+00	7,849E-09	9,264E-01
A13	1881,8727	75000	141140452,5	7,697E-08	1,086E+01	7,849E-09	1,108E+00
A14	1883,3258	75000	141249435	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A15	660,9721	75000	49572907,5	7,697E-08	3,816E+00	7,849E-09	3,891E-01
A16	1223,2416	75000	91743120	7,697E-08	7,061E+00	7,849E-09	7,201E-01
A17	1875,7846	75000	140683845	7,697E-08	1,083E+01	7,849E-09	1,104E+00
A18	1891,5375	75000	141865312,5	7,697E-08	1,092E+01	7,849E-09	1,114E+00
A19	1009,2578	75000	75694335	7,697E-08	5,826E+00	7,849E-09	5,941E-01
A20	873,8513	75000	65538847,5	7,697E-08	5,045E+00	7,849E-09	5,144E-01
A21	1884,2402	75000	141318015	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A22	1882,7865	75000	141208987,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,108E+00
A23	1359,479	75000	101960925	7,697E-08	7,848E+00	7,849E-09	8,003E-01

A24	523,9885	75000	39299137,5	7,697E-08	3,025E+00	7,849E-09	3,085E-01
A25	1884,302	75000	141322650	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A26	1883,2111	75000	141240832,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A27	1708,6247	75000	128146852,5	7,697E-08	9,863E+00	7,849E-09	1,006E+00
A28	266,5659	75000	19992442,5	7,697E-08	1,539E+00	7,849E-09	1,569E-01
A29	1791,6166	75000	134371245	7,697E-08	1,034E+01	7,849E-09	1,055E+00
A30	1884	75000	141300000	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A31	1883,5865	75000	141268987,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A32	174,4832	75000	13086240	7,697E-08	1,007E+00	7,849E-09	1,027E-01
A33	1708,8145	75000	128161087,5	7,697E-08	9,865E+00	7,849E-09	1,006E+00
A34	1883,2111	75000	141240832,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A35	1884,302	75000	141322650	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A36	523,9885	75000	39299137,5	7,697E-08	3,025E+00	7,849E-09	3,085E-01
A37	1359,479	75000	101960925	7,697E-08	7,848E+00	7,849E-09	8,003E-01
A38	1882,7865	75000	141208987,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,108E+00
A39	1884,2402	75000	141318015	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A40	873,8505	75000	65538787,5	7,697E-08	5,045E+00	7,849E-09	5,144E-01
A41	1009,2587	75000	75694402,5	7,697E-08	5,826E+00	7,849E-09	5,941E-01
A42	1883,7351	75000	141280132,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A43	1883,5392	75000	141265440	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A44	1223,5346	75000	91765095	7,697E-08	7,063E+00	7,849E-09	7,203E-01
A45	654,9001	75000	49117507,5	7,697E-08	3,781E+00	7,849E-09	3,855E-01
A46	1888,1051	75000	141607882,5	7,697E-08	1,090E+01	7,849E-09	1,111E+00
A47	1872,3848	75000	140428860	7,697E-08	1,081E+01	7,849E-09	1,102E+00
A48	1584,1888	75000	118814160	7,697E-08	9,145E+00	7,849E-09	9,326E-01
A49	310,9494	75000	23321205	7,697E-08	1,795E+00	7,849E-09	1,830E-01
A50	1883,9453	75000	141295897,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A51	1883,3887	75000	141254152,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A52	665,9112	75000	49943340	7,697E-08	3,844E+00	7,849E-09	3,920E-01
A53	1217,8308	75000	91337310	7,697E-08	7,030E+00	7,849E-09	7,169E-01
A54	1884,9939	75000	141374542,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A55	1884,1109	75000	141308317,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A56	1885,4965	75000	141412237,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A57	1885,4912	75000	141411840	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A58	1884,3593	75000	141326947,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A59	1884,3166	75000	141323745	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-1	1884,3166	75000	141323745	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-2	1875,8811	75000	140691082,5	7,697E-08	1,083E+01	7,849E-09	1,104E+00
A-3	1894,1481	75000	142061107,5	7,697E-08	1,093E+01	7,849E-09	1,115E+00
A-4	1885,4965	75000	141412237,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A-5	1884,1109	75000	141308317,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-6	1884,9939	75000	141374542,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A-7	1217,8308	75000	91337310	7,697E-08	7,030E+00	7,849E-09	7,169E-01
A-8	665,9112	75000	49943340	7,697E-08	3,844E+00	7,849E-09	3,920E-01
A-9	1883,3887	75000	141254152,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00

A-10	1883,9453	75000	141295897,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-11	311,1738	75000	23338035	7,697E-08	1,796E+00	7,849E-09	1,832E-01
A-12	1573,6249	75000	118021867,5	7,697E-08	9,084E+00	7,849E-09	9,264E-01
A-13	1881,8727	75000	141140452,5	7,697E-08	1,086E+01	7,849E-09	1,108E+00
A-14	1883,3258	75000	141249435	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-15	660,9721	75000	49572907,5	7,697E-08	3,816E+00	7,849E-09	3,891E-01
A-16	1223,2416	75000	91743120	7,697E-08	7,061E+00	7,849E-09	7,201E-01
A-17	1875,7846	75000	140683845	7,697E-08	1,083E+01	7,849E-09	1,104E+00
A-18	1891,5375	75000	141865312,5	7,697E-08	1,092E+01	7,849E-09	1,114E+00
A-19	1009,2578	75000	75694335	7,697E-08	5,826E+00	7,849E-09	5,941E-01
A-20	873,8513	75000	65538847,5	7,697E-08	5,045E+00	7,849E-09	5,144E-01
A-21	1884,2402	75000	141318015	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-22	1882,7865	75000	141208987,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,108E+00
A-23	1359,479	75000	101960925	7,697E-08	7,848E+00	7,849E-09	8,003E-01
A-24	523,9885	75000	39299137,5	7,697E-08	3,025E+00	7,849E-09	3,085E-01
A-25	1884,302	75000	141322650	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-26	1883,2111	75000	141240832,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-27	1708,6247	75000	128146852,5	7,697E-08	9,863E+00	7,849E-09	1,006E+00
A-28	266,5659	75000	19992442,5	7,697E-08	1,539E+00	7,849E-09	1,569E-01
A-29	1791,6166	75000	134371245	7,697E-08	1,034E+01	7,849E-09	1,055E+00
A-30	1884	75000	141300000	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-31	1883,5865	75000	141268987,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-32	174,4832	75000	13086240	7,697E-08	1,007E+00	7,849E-09	1,027E-01
A-33	1708,8145	75000	128161087,5	7,697E-08	9,865E+00	7,849E-09	1,006E+00
A-34	1883,2111	75000	141240832,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-35	1884,302	75000	141322650	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-36	523,9885	75000	39299137,5	7,697E-08	3,025E+00	7,849E-09	3,085E-01
A-37	1359,479	75000	101960925	7,697E-08	7,848E+00	7,849E-09	8,003E-01
A-38	1882,7865	75000	141208987,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,108E+00
A-39	1884,2402	75000	141318015	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-40	873,8505	75000	65538787,5	7,697E-08	5,045E+00	7,849E-09	5,144E-01
A-41	1009,2587	75000	75694402,5	7,697E-08	5,826E+00	7,849E-09	5,941E-01
A-42	1883,7351	75000	141280132,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-43	1883,5392	75000	141265440	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-44	1223,5346	75000	91765095	7,697E-08	7,063E+00	7,849E-09	7,203E-01
A-45	654,9001	75000	49117507,5	7,697E-08	3,781E+00	7,849E-09	3,855E-01
A-46	1888,1051	75000	141607882,5	7,697E-08	1,090E+01	7,849E-09	1,111E+00
A-47	1872,3848	75000	140428860	7,697E-08	1,081E+01	7,849E-09	1,102E+00
A-48	1584,1888	75000	118814160	7,697E-08	9,145E+00	7,849E-09	9,326E-01
A-49	310,9494	75000	23321205	7,697E-08	1,795E+00	7,849E-09	1,830E-01
A-50	1883,9453	75000	141295897,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-51	1883,3887	75000	141254152,5	7,697E-08	1,087E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-52	665,9112	75000	49943340	7,697E-08	3,844E+00	7,849E-09	3,920E-01
A-53	1217,8308	75000	91337310	7,697E-08	7,030E+00	7,849E-09	7,169E-01
A-54	1884,9939	75000	141374542,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00

A-55	1884,1109	75000	141308317,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-56	1885,4965	75000	141412237,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A-57	1885,4912	75000	141411840	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,110E+00
A-58	1884,3593	75000	141326947,5	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
A-59	1884,3166	75000	141323745	7,697E-08	1,088E+01	7,849E-09	1,109E+00
TOTAL	177085,3238		13281399285		1022,2693		104,245703

Peso propio arco

TABLERO							
ELEMENTO	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	w	PESO	w	PESO
	mm	mm2	mm3	KN/mm3	KN	Ton/mm3	Ton
TABLERO	83600	4575900	3,82545E+11	2,36E-08	9012,77	2,40E-09	919,256

Peso propio tablero

TRAVESAÑOS							
ELEMENTO	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	w	PESO	w	PESO
	mm	mm2	mm3	KN/mm3	KN	Ton/mm3	Ton
TVS1	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS2	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS3	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS4	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS5	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS6	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS7	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS8	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS9	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS10	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS11	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TVS12	10260	2620,0883	26882105,96	7,697E-08	2,069E+00	7,849E-09	2,110E-01
TOTAL	123120		322585271,5		24,829		2,532

Peso propio travesaños

DIAGONALES							
ELEMENTO	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	w	PESO	w	PESO
	mm	mm2	mm3	KN/mm3	KN	Ton/mm3	Ton
D1	5651,783	10386,891	58704453,98	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
D2	5651,783	10386,891	58704453,98	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
D3	5651,783	10386,891	58704453,98	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
D4	5651,783	10386,891	58704453,98	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
D5	5942,2916	10386,891	61721935,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D6	5942,2916	10386,891	61721935,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D7	5942,2916	10386,891	61721935,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D8	5942,2916	10386,891	61721935,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D9	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D10	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D11	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D12	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D13	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D14	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D15	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D16	5942,434	10386,891	61723414,23	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D17	5942,3769	10386,891	61722821,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D18	5942,3769	10386,891	61722821,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D19	5942,3769	10386,891	61722821,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D20	5942,3769	10386,891	61722821,14	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D21	5942,4344	10386,891	61723418,39	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D22	5942,4344	10386,891	61723418,39	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D23	5942,4344	10386,891	61723418,39	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D24	5942,4344	10386,891	61723418,39	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D25	5942,4554	10386,891	61723636,51	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D26	5942,4554	10386,891	61723636,51	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D27	5942,4554	10386,891	61723636,51	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D28	5942,4554	10386,891	61723636,51	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D29	5942,4338	10386,891	61723412,16	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D30	5942,4338	10386,891	61723412,16	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D31	5942,4338	10386,891	61723412,16	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D32	5942,4338	10386,891	61723412,16	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D33	5942,364	10386,891	61722687,15	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D34	5942,364	10386,891	61722687,15	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D35	5942,364	10386,891	61722687,15	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D36	5942,364	10386,891	61722687,15	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D37	5942,2577	10386,891	61721583,02	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D38	5942,2577	10386,891	61721583,02	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D39	5942,2577	10386,891	61721583,02	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D40	5942,2577	10386,891	61721583,02	7,697E-08	4,751E+00	7,849E-09	4,845E-01
D41	5651,7311	10386,891	58703914,9	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
D42	5651,7311	10386,891	58703914,9	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01

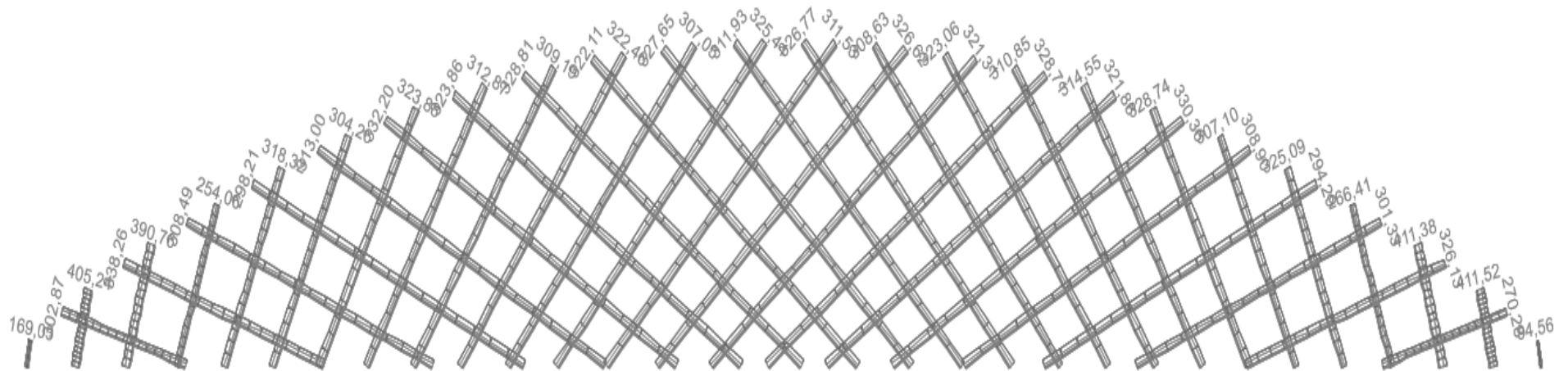
D43	5651,7311	10386,891	58703914,9	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
D44	5651,7311	10386,891	58703914,9	7,697E-08	4,518E+00	7,849E-09	4,608E-01
TOTAL	259139,9836		2691658763		207,177		21,127

Peso propio diagonales

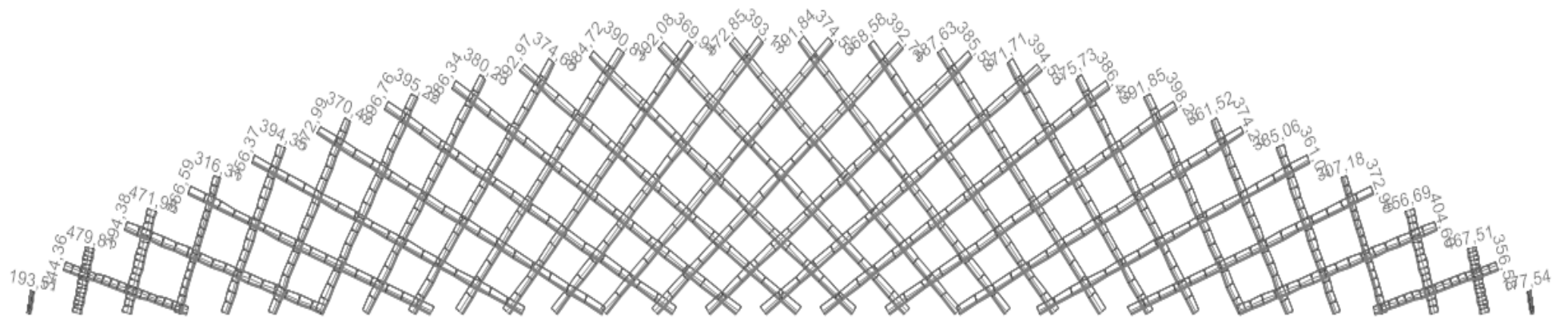
VIGAS DE BORDE							
VIGA	LONGITUD	AREA	VOLUMEN	w	PESO	w	PESO
	mm	mm2	mm3	KN/mm3	KN	Ton/mm3	Ton
VDB1	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB2	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB3	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB4	5971,42	465000	2776710300	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB5	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB6	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB7	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB8	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB9	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB10	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB11	5971,42	465000	2776710300	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB12	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB13	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB14	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-1	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-2	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-3	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-4	5971,42	465000	2776710300	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-5	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-6	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-7	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-8	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-9	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-10	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-11	5971,42	465000	2776710300	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-12	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-13	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
VDB-14	5971,43	465000	2776714950	2,36E-08	6,54E+01	2,40E-09	6,67E+00
TOTAL	167200		77748000000		1831,743		186,828

Peso propio vigas de borde

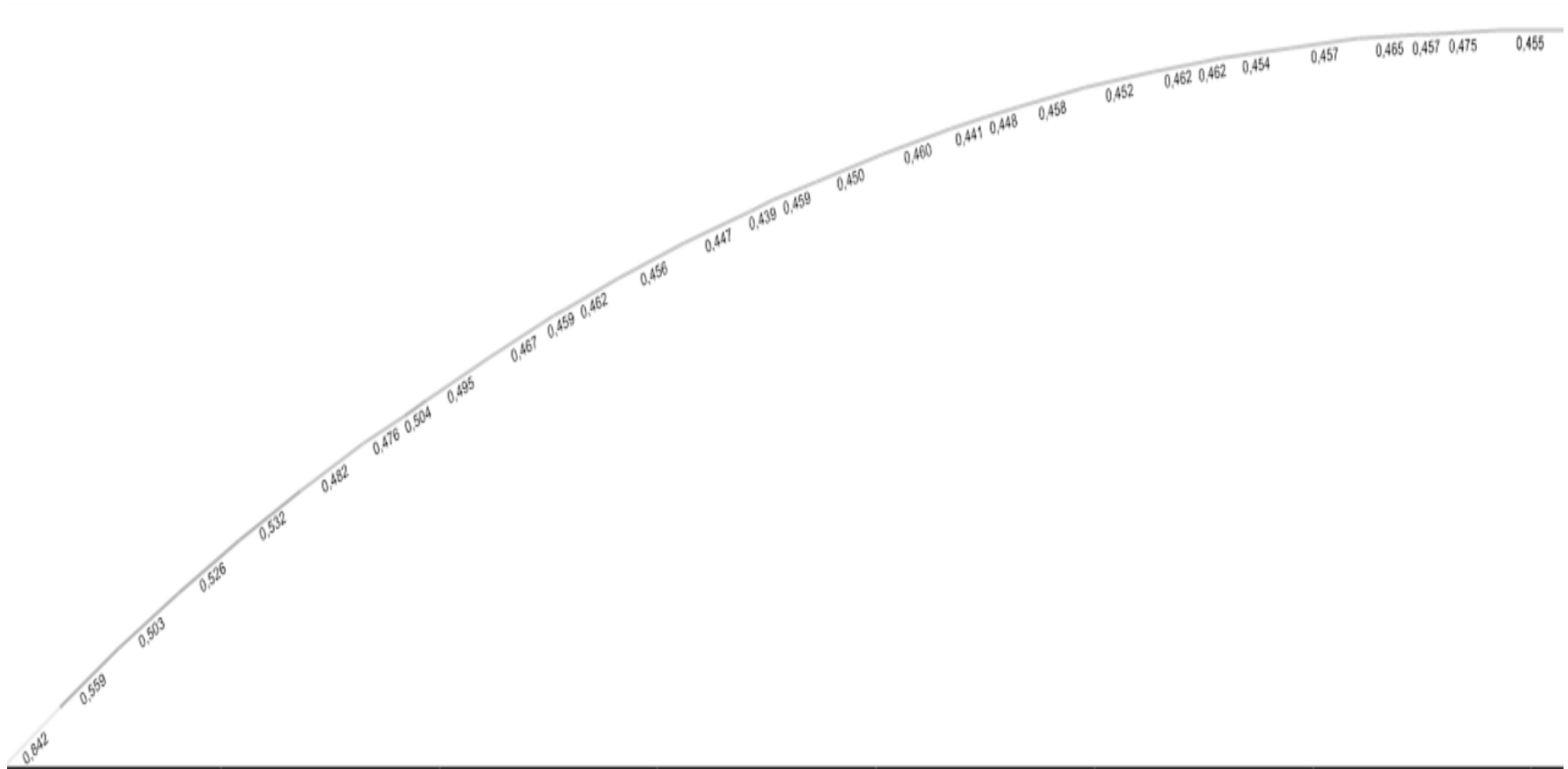
Anexo 7: Detalles de diseño



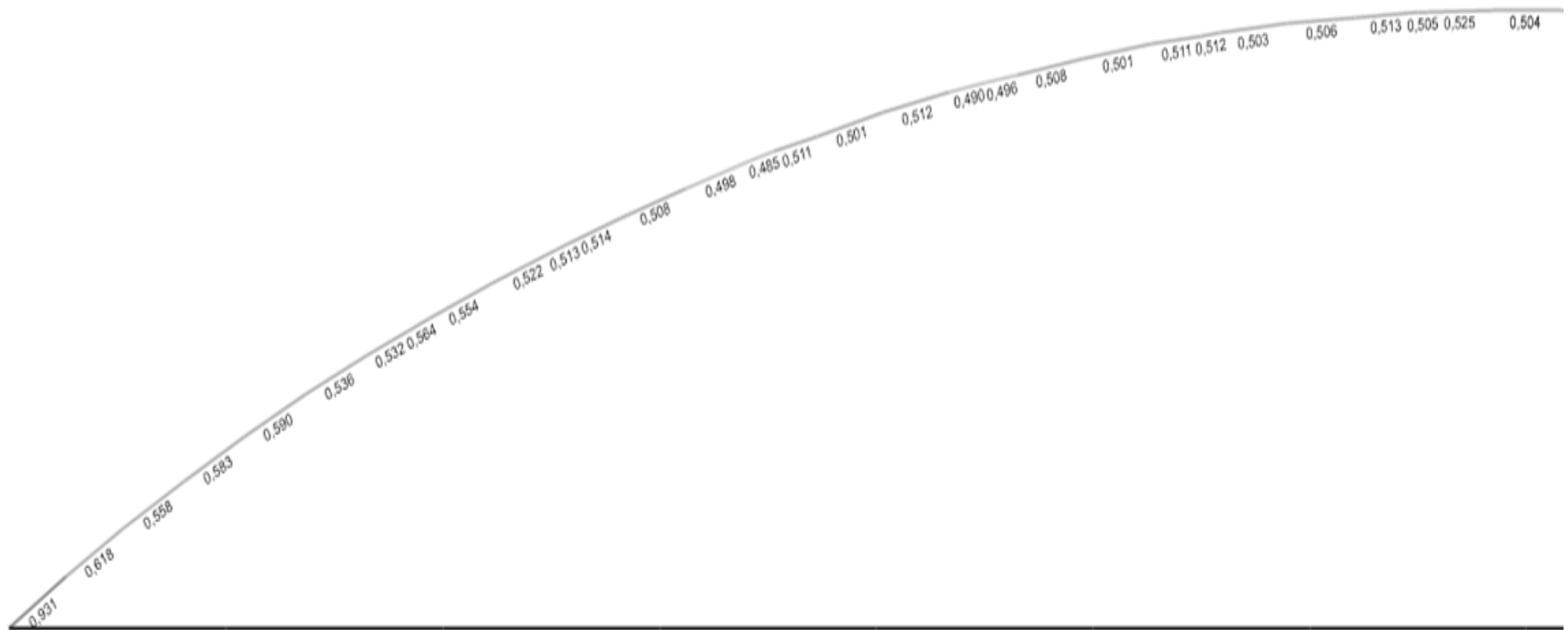
Fuerzas axiales de los tirantes del arco izquierdo (Resistencia I)



Fuerzas axiales de los tirantes del arco derecho (Resistencia I)



Esquema de diseño con valores (demanda de resistencia/capacidad de resistencia) del semi-arco izquierdo del arco izquierdo (el semi-arco derecho de este arco tiene resultados simétricos)



Esquema de diseño con valores (demanda de resistencia/capacidad de resistencia) del semi-arco izquierdo del arco derecho (el semi-arco derecho de este arco tiene resultados simétricos)

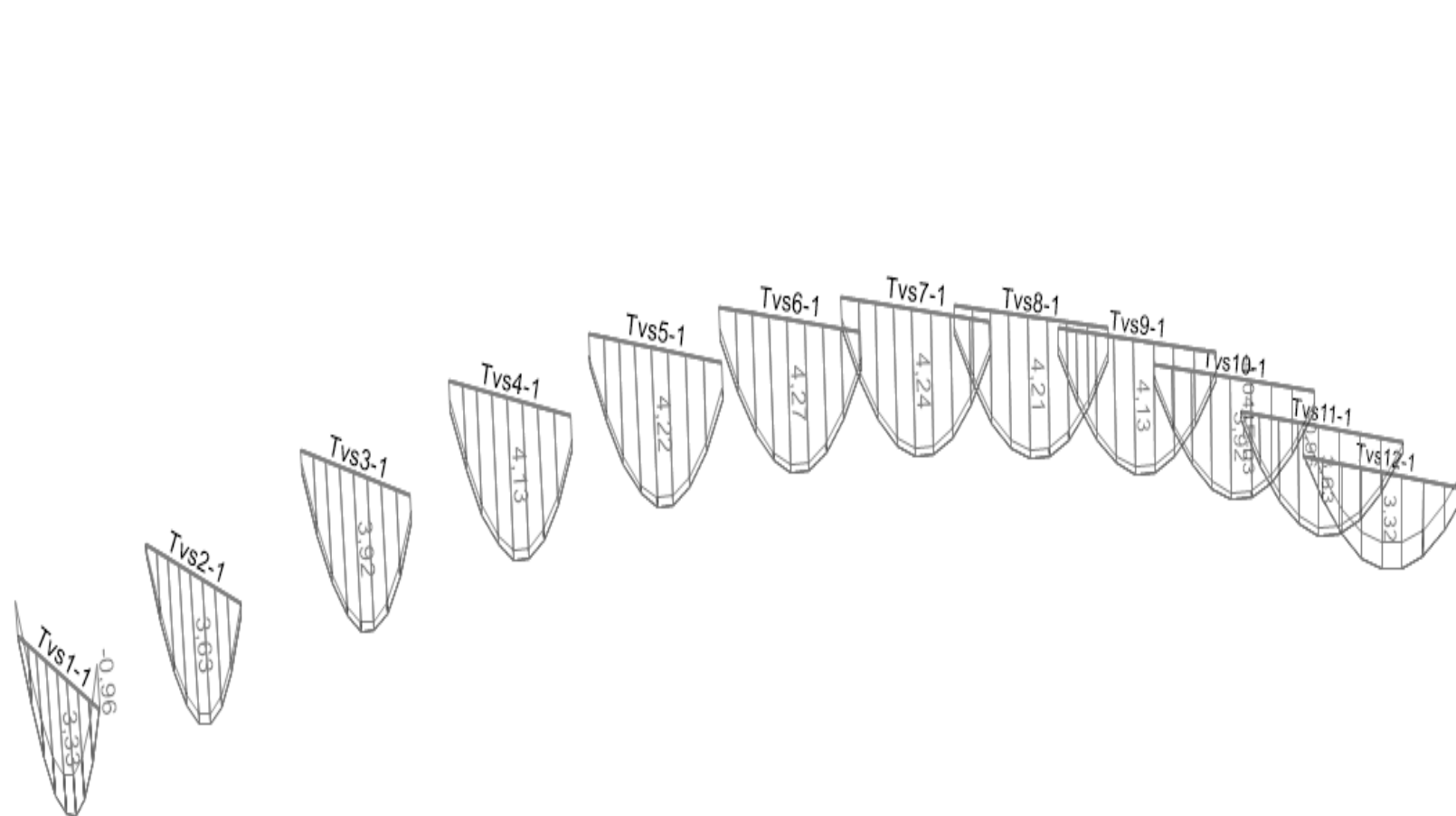
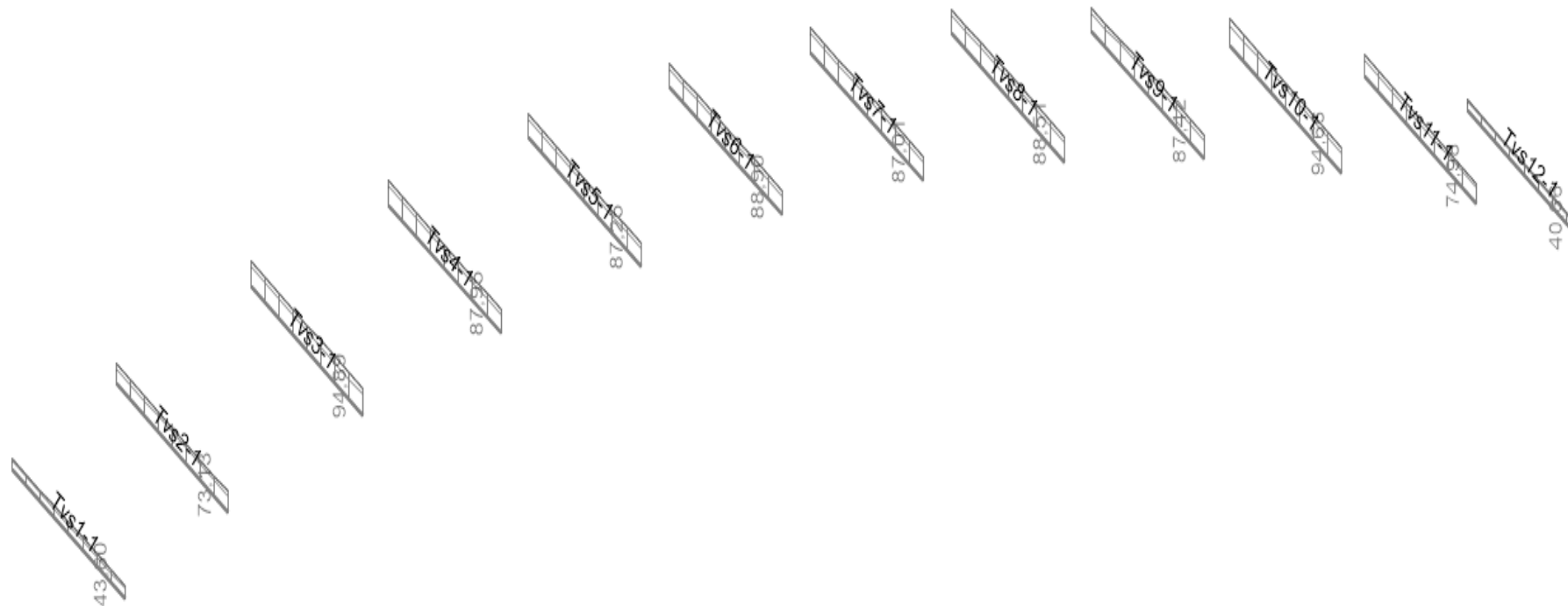
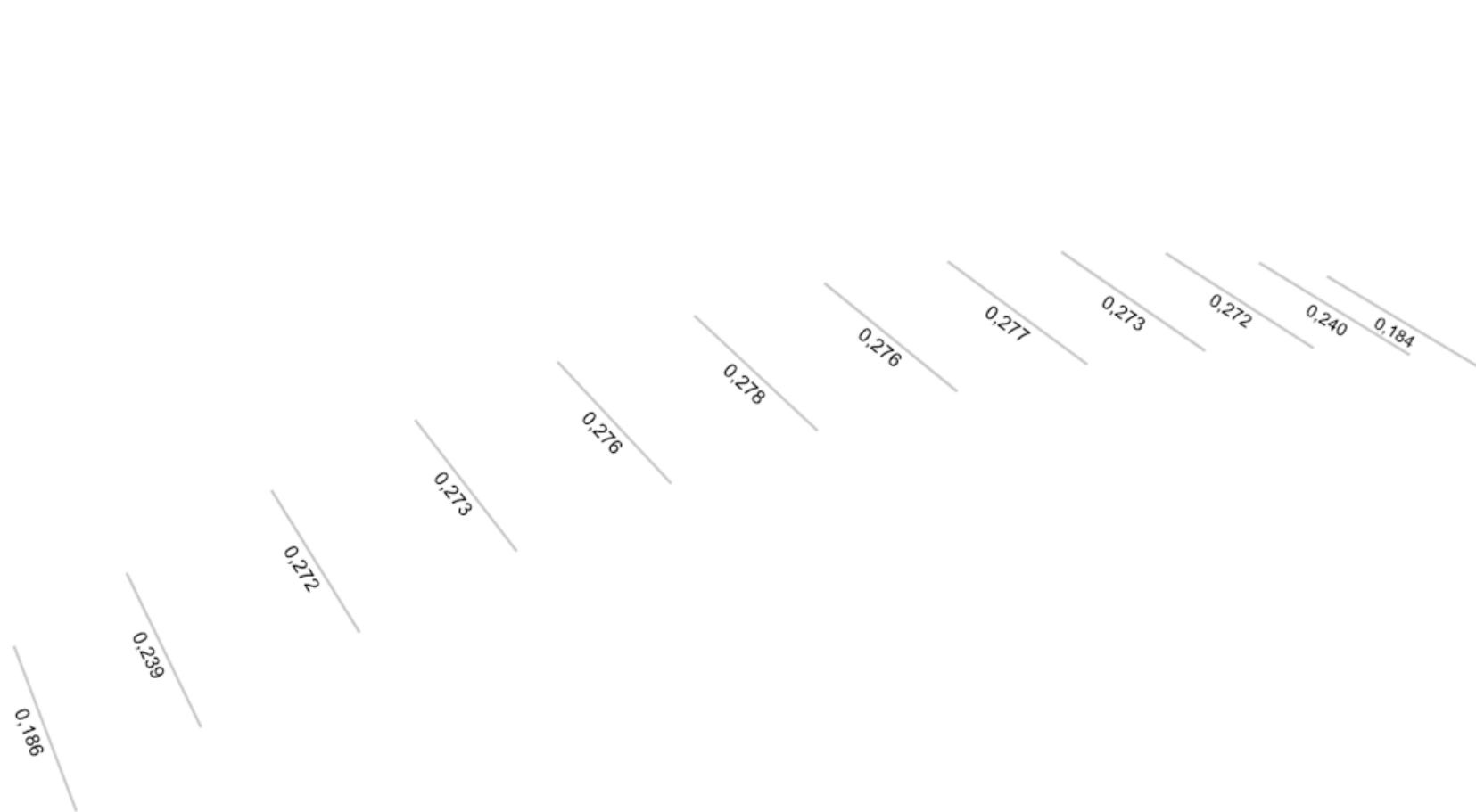


Diagrama de momentos flectores travesaños [KN.m]



Fuerzas axiales en los travesaños [KN]



Detalle de diseño con valores (demanda de resistencia/ capacidad de resistencia) de los travesaños

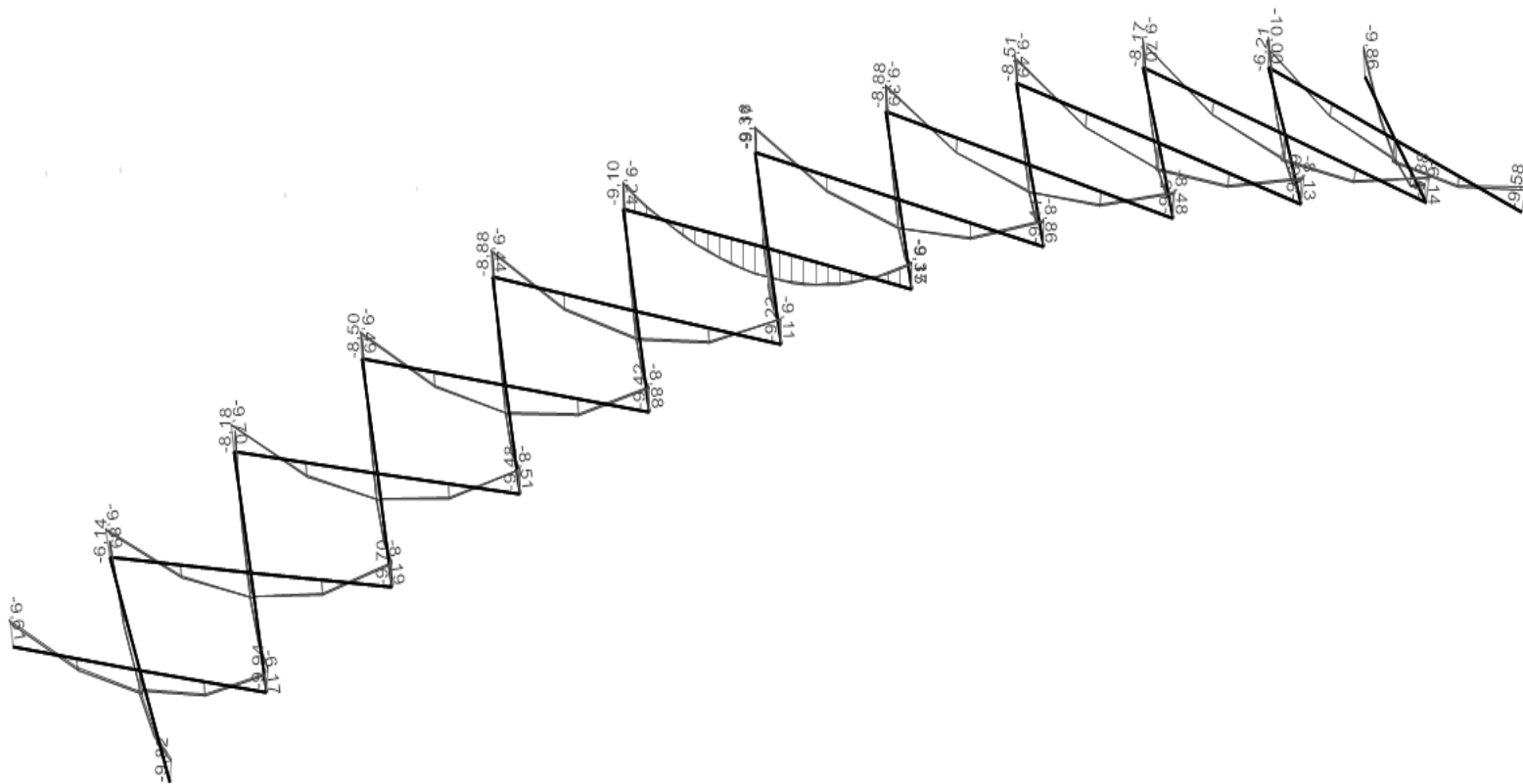
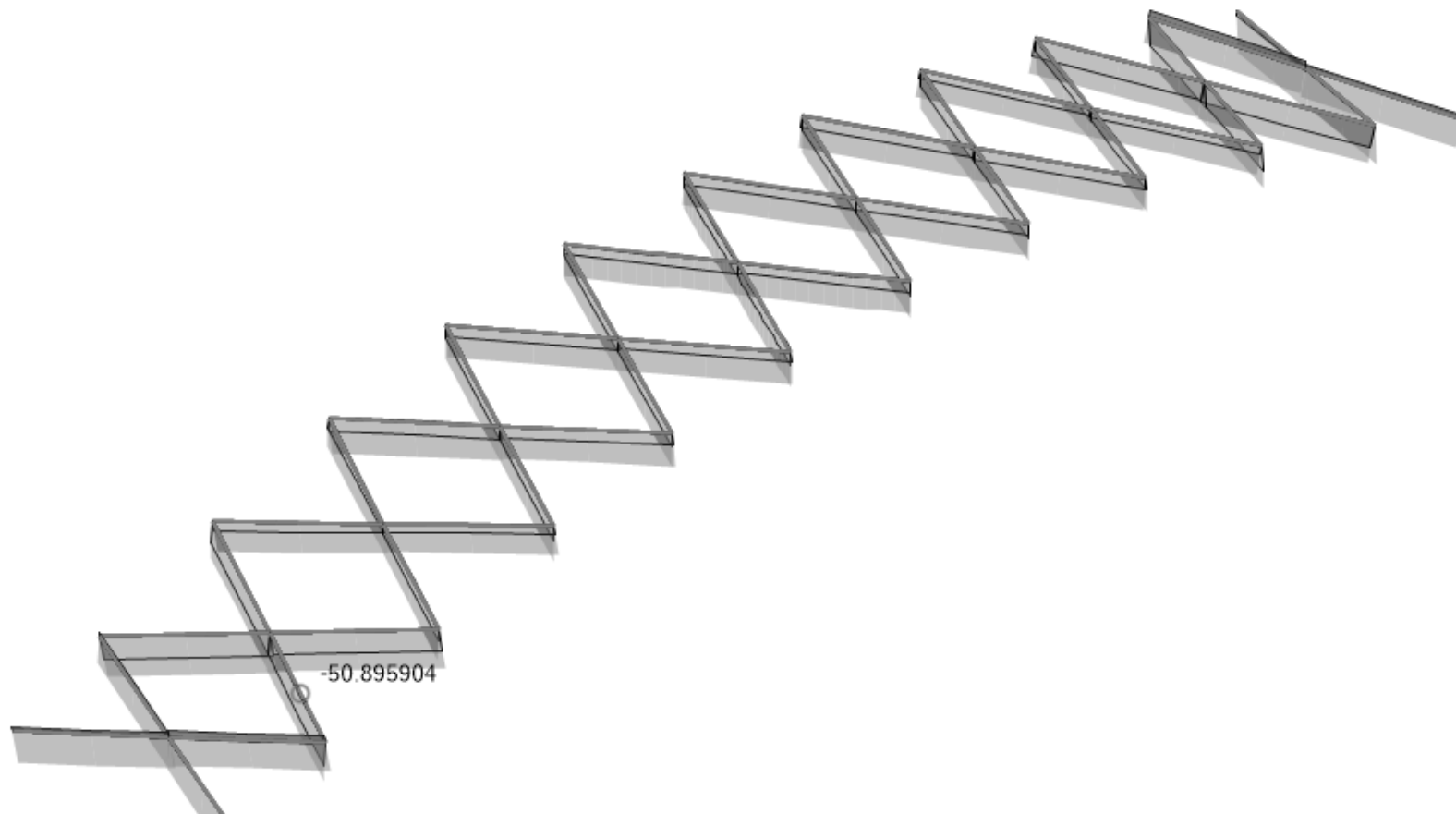
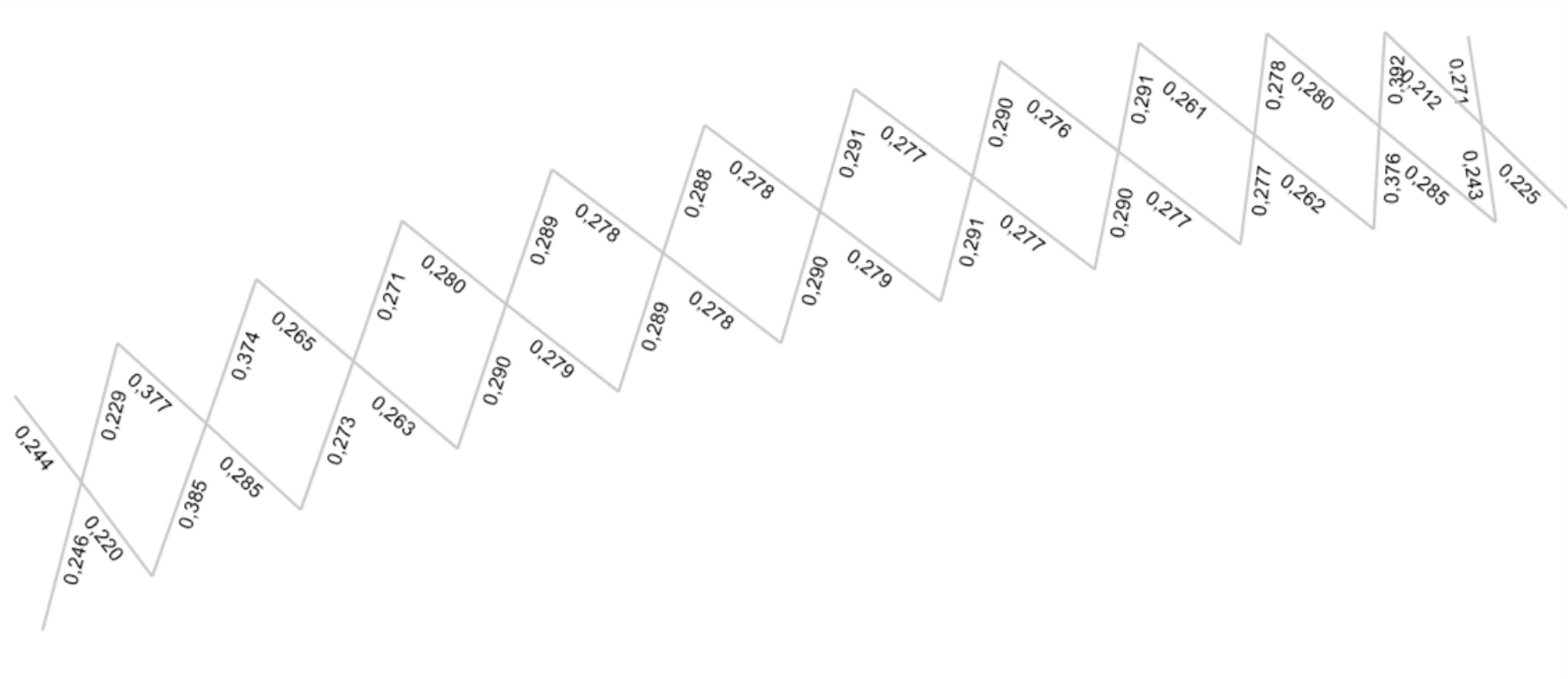


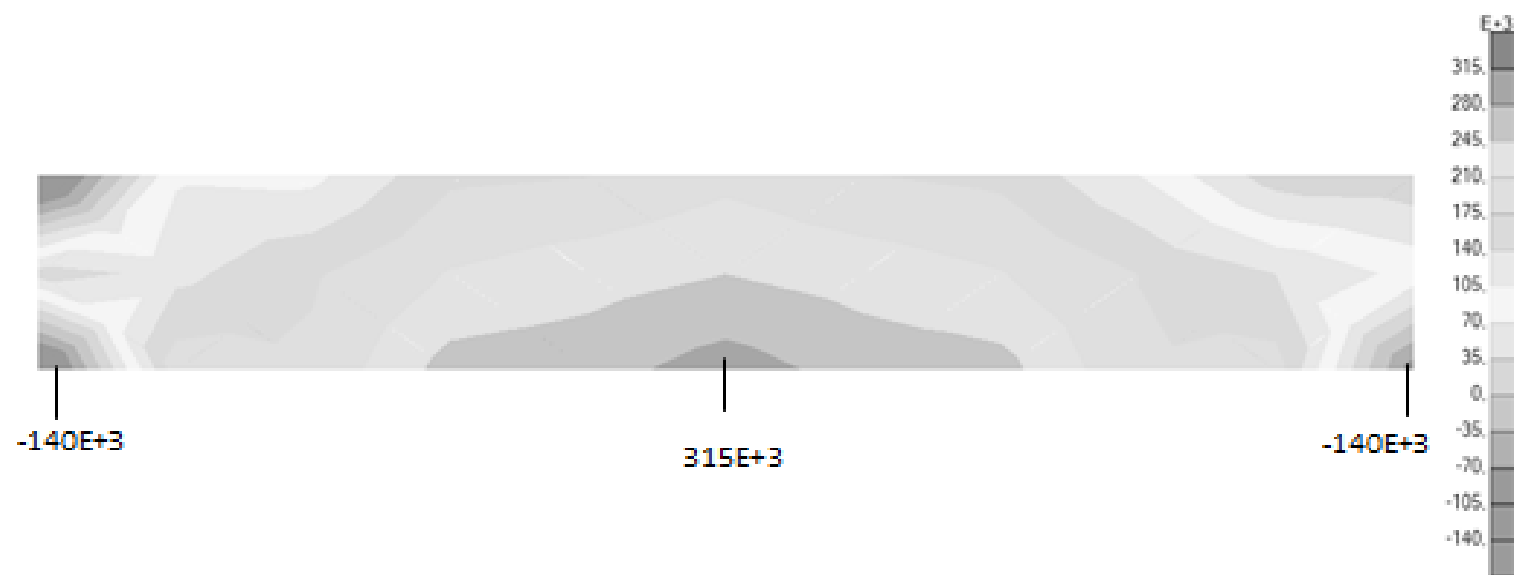
Diagrama de momentos flectores en las diagonales [KN.m]



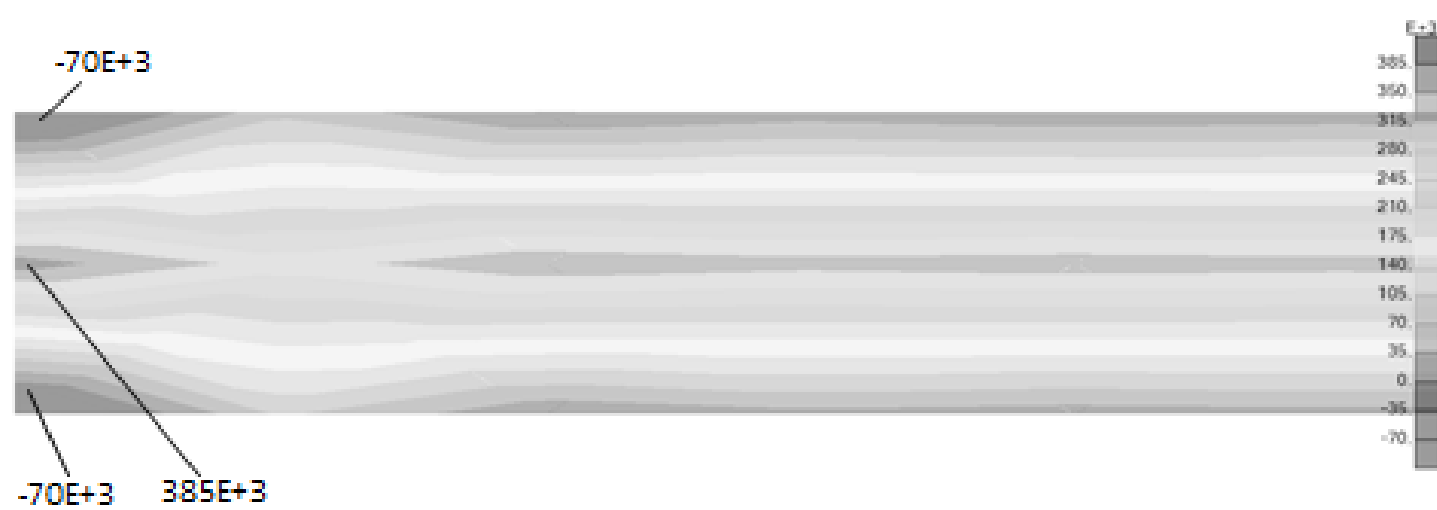
Carga axial máxima soportada en las diagonales [KN].



Detalle de diseño con valores (demanda de resistencia / capacidad de resistencia) de las diagonales



Momentos en sentido longitudinal del tablero M11 [KN.m]



Momentos en sentido transversal del tablero M_{22} [KN.m]

Anexo 8: Detalle de la metodología de cálculo utilizado por el paquete computacional CSI BRIDGE

Introducción al análisis a través de la teoría de elementos finitos

La teoría de elementos finitos consiste en un proceso de modelización de un elemento estructural que se subdivide en pequeños elementos llamados finitos (discretización) interconectados a través de nodos, los cuales tienen diferentes grados de libertad dependiendo del elemento, cada uno de estos elementos finitos poseen una matriz de rigidez que lo representa matemáticamente [58].

La rigidez (K) se define como la capacidad que tiene un elemento estructural para soportar esfuerzos sin adquirir grades deformaciones o desplazamientos y se relaciona con los desplazamientos y las fuerzas a través de la ecuación 8.1.

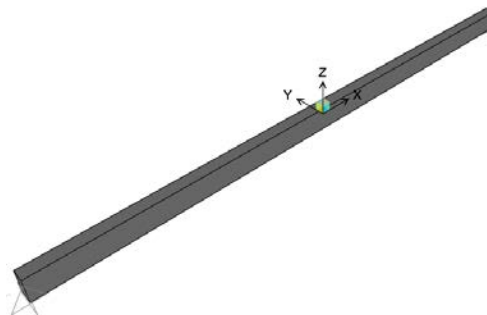
$$[F] = [K] [D] \quad (8.1)$$

Donde:

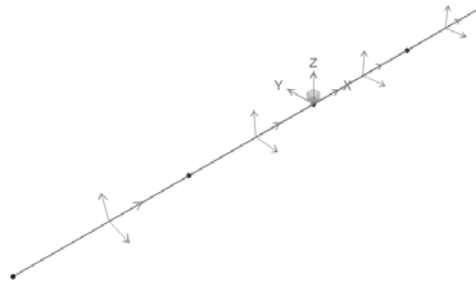
[F] : Matriz de fuerzas,

[K] : Matriz de rigidez,

[D] : Matriz de desplazamientos.



Elementos frame



Elemento frame discretizado

Matriz de rigidez local en coordenadas locales [Ki]

Al establecer las ecuaciones de equilibrio para cada deformación unitaria posible en el elemento de análisis debidas a diferentes tipos de solicitaciones y en diferentes direcciones se obtiene una matriz de rigidez local del elemento de análisis, para un elemento prismático se tiene la siguiente matriz de rigidez local [58]:

$$[K_i] = \begin{bmatrix} A_{jx} \\ A_{jy} \\ A_{jz} \\ A_{kx} \\ A_{ky} \\ A_{kz} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} q & 0 & 0 & -q & 0 & 0 \\ 0 & t_z & b_z & 0 & -t_z & b_z \\ 0 & b_z & k_z & 0 & -b_z & a_z \\ -q & 0 & 0 & q & 0 & 0 \\ 0 & -t_z & b_z & 0 & t_z & -b_z \\ 0 & -b_z & a_z & 0 & -b_z & k_z \end{bmatrix} \begin{bmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \\ d4 \\ d5 \\ d6 \end{bmatrix} \quad (8.2)$$

Existen varios tipos de rigidez dependiendo del elemento de análisis que conforman las filas y columnas de la matriz de rigidez local dependiendo del nudo en donde se presenta la deformación entre las principales rigideces tenemos:

- Rigidez Axial (q): capacidad de un elemento de resistir intentos de alargamiento o acortamiento, para elementos prismáticos se calcula a través de la ecuación 8.3.

$$q = \frac{E \times A}{L} \quad (8.3)$$

- Rigidez a Flexión (K_z): capacidad de un elemento a resistir deformaciones provocadas por momentos flectores, para elementos prismáticos se calcula a través de la ecuación 8.4.

$$K_z = 2a_z = \frac{4 \times E \times I_z}{L} \quad (8.4)$$

- Rigidez a corte (t_z): capacidad de un elemento a resistir deformaciones provocadas por esfuerzos cortantes, para elementos prismáticos se calcula a través de la ecuación 8.5.

$$t_z = \frac{12 \times E \times I_z}{L^3} \quad (8.5)$$

- Rigidez mixta a flexión y corte (b_z): capacidad de un elemento a resistir deformaciones provocadas por esfuerzos cortantes y flectores combinados, para elementos prismáticos se calcula a través de la ecuación 8.6.

$$b_z = \frac{6 \times E \times I_z}{L^2} \quad (8.6)$$

Matriz de rigidez local en coordenadas globales [K_i]

Para determinar la matriz local de rigidez en coordenadas globales se utiliza una matriz [R], que está conformada por cosenos directores y la matriz de rotación [T] que está formada por la matriz [R] [58].

$$[R] = \begin{bmatrix} C_x & C_y & 0 \\ -C_y & C_x & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (8.7)$$

Donde:

$$C_x = \frac{x_k - x_j}{L} \quad (8.8)$$

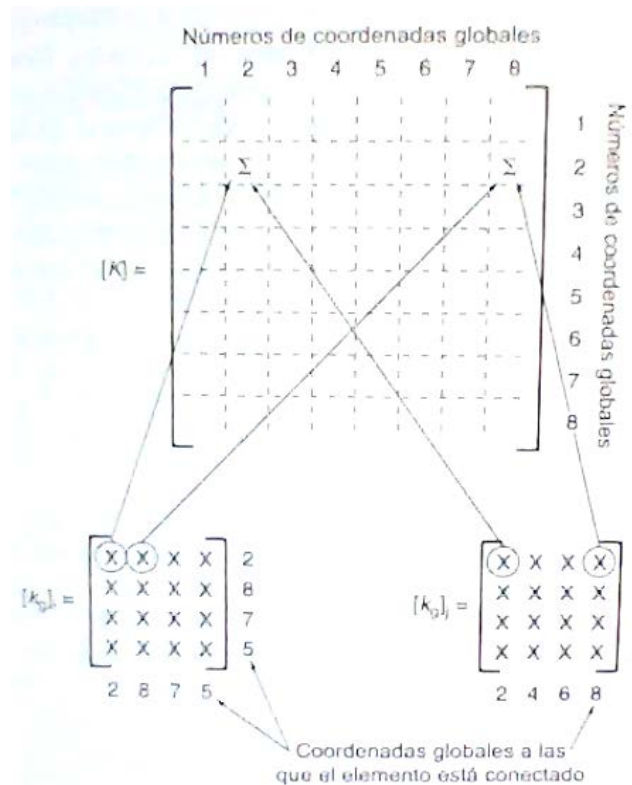
$$C_y = \frac{y_k - y_j}{L} \quad (8.9)$$

$$[T] = \begin{bmatrix} R & 0 \\ 0 & R \end{bmatrix} \quad (8.10)$$

$$[K_i] = [T]^T [K_l] [T] \quad (8.11)$$

Matriz de rigidez total en coordenadas globales [K]

Esta matriz de rigidez total representa todos los elementos que conforman la estructura de análisis se obtiene superponiendo las matrices de rigidez locales en coordenadas globales de cada elemento estructural $[K_{ig}]$ de acuerdo a los desplazamientos correspondientes de los nudos conectados [57].



Esquema de ensamblaje de la matriz de rigidez total [57]

Vector total de cargas $[A_T]$

Este vector se conforma de las distintas cargas que soporta la estructura, existen cargas puntuales que se ubican directamente en coordenadas globales y existen cargas distribuidas que deben ser transformadas en fuerzas en los nudos en coordenadas locales $[A_i]$ y rotadas a coordenadas globales $[A_{ig}]$ haciendo uso de la matriz de rotación (T^T) [58].

$$[A_i] = [T]^T [A_i] \quad (8.12)$$

Cálculo de los desplazamientos [D]

Los desplazamientos se determinan a través de la ecuación 8.13 que relaciona la rigidez [K], fuerzas [F] y desplazamientos [D] de la estructura [58].

$$[D] = [K]^{-1} [F] \quad (8.13)$$

Reacciones en los extremos de barra [Ri]

Las reacciones en los extremos de cada barra de la estructura se determinan a través de la ecuación 8.14 [58].

$$[Ri] = [A_i] + [k_i] [T][D] \quad (8.14)$$

Matriz de rigidez de los elementos tipo FRAME [58].

$$[K_i] = \begin{bmatrix} q & 0 & 0 & -q & 0 & 0 \\ 0 & t_z & b_z & 0 & -t_z & b_z \\ 0 & b_z & k_z & 0 & -b_z & a_z \\ -q & 0 & 0 & q & 0 & 0 \\ 0 & -t_z & b_z & 0 & t_z & -b_z \\ 0 & -b_z & a_z & 0 & -b_z & k_z \end{bmatrix}$$

Donde:

$$q = \frac{E \times A}{L} \quad (8.15)$$

$$K_z = 2a_z = \frac{4 \times E \times I_z}{L} \quad (8.16)$$

$$t_z = \frac{12 \times E \times I_z}{L^3} \quad (8.17)$$

$$b_z = \frac{6 \times E \times I_z}{L^2} \quad (8.18)$$

Matriz de rigidez de los elementos tipo CABLE [59]

Los cables difieren de los elementos prismáticos en su comportamiento ya que solo resisten solicitaciones debidas a tensión y torsión, la matriz de rigidez de un cable $[K_C]$ está compuesta por dos sub-matrices una matriz de rigidez axial $[K_A]$ y una matriz de rigidez geométrica $[K_G]$.

$$[K_A] = \left[\frac{A \times E^*}{L} \right] \begin{bmatrix} 1 & 0 & -1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ -1 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (8.19)$$

$$E^* = E \times \frac{1}{1 + \frac{1}{12} \left(\frac{\gamma \times L}{T^2} \right)^2 \times E \times A \times T} \quad (8.20)$$

$$[K_G] = \frac{T}{L} \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & -1 \\ 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -1 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (8.21)$$

Donde:

A = área de la sección transversal del cable,

E = Módulo de Young,

T= tensión interna del elemento,

L= longitud del cable,

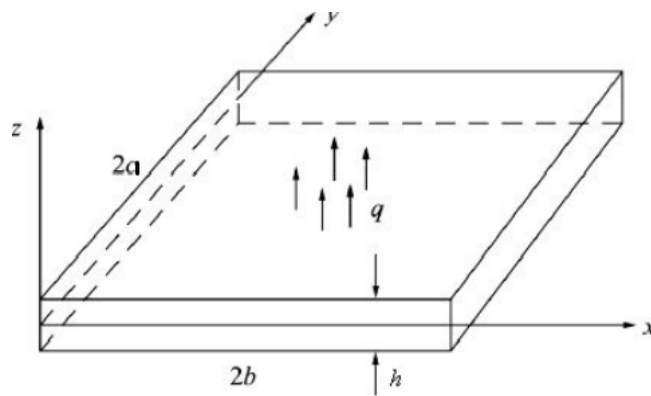
γ = Peso por unidad de longitud del cable.

La rigidez total del cable está dada por la ecuación 8.22.

$$[K] = [K_A] + [K_G] \quad (8.22)$$

Matriz de rigidez de los elementos tipo SHELL [60]

Para el análisis de los elementos Shell se utiliza la teoría de análisis de placas delgadas (Fig.A8.4), considerando el coeficiente Poisson (ν) que es una constante elástica que proporciona una medida del estrechamiento de sección de un prisma de material elástico lineal e isótropo cuando se estira longitudinalmente y se adelgaza en las direcciones perpendiculares a la de estiramiento.



Placas tipo Shell [60]

$$K_e^{(N)} = \frac{Eh}{180(1-\nu^2)} \cdot \begin{bmatrix} F & G & -H & L & -M & -N & O & -P & -Q & I & J & -K \\ & R & -Z & -M & T & \phi & P & U & \phi & -J & S & \phi \\ & & V & N & \phi & X & Q & \phi & Y & -K & \phi & W \\ & & & F & G & H & I & J & K & O & -P & Q \\ & & & & R & Z & -J & S & \phi & P & U & \phi \\ & & & & & V & K & \phi & W & -Q & \phi & Y \\ & & & & & & F & -G & H & L & M & N \\ & & & & & & & R & -Z & M & T & \phi \\ & & & & & & & & V & -N & \phi & X \\ & & & & & & & & & F & -G & -H \\ & & & & & & & & & & R & Z \\ \text{Simétrica} & & & & & & & & & & & V \end{bmatrix}$$

Matriz de rigidez de placas delgadas [60]

Donde:

$$F = \frac{(42 - 12\nu + 60\rho^2 + 60\rho^{-2})h^2}{ab}$$

$$I = \frac{(-42 + 12\nu - 60\rho^2 + 30\rho^{-2})h^2}{ab}$$

$$L = \frac{(-42 + 12\nu - 60\rho^2 + 30\rho^2)h^2}{ab}$$

$$O = \frac{(42 - 12\nu - 30\rho^2 - 30\rho^{-2})h^2}{ab}$$

$$R = [20\rho + 4(1 - \nu)\rho^{-1}]h^2$$

$$U = [5\rho + (1 - \nu)\rho^{-1}]h^2$$

$$X = [10\rho^{-1} - (1 - \nu)\rho]h^2$$

$$\phi = 0$$

$$G = \frac{(30\rho + 3\rho^{-1} + 12\nu\rho^{-1})h^2}{b}$$

$$J = \frac{[30\rho + 3(1 - \nu)\rho^{-1}]h^2}{b}$$

$$M = \frac{(-15\rho + 3\rho^{-1} + 12\nu\rho^{-1})h^2}{b}$$

$$P = \frac{[-15\rho + 3(1 - \nu)\rho^{-1}]h^2}{b}$$

$$S = [10\rho - (1 - \nu)\rho^{-1}]h^2$$

$$V = [20\rho^{-1} + 4(1 - \nu)\rho]h^2$$

$$Y = [5\rho^{-1} + (1 - \nu)\rho]h^2$$

$$\rho = \frac{a}{b}$$

$$H = \frac{(30\rho^{-1} + 3\rho + 12\nu\rho)h^2}{a}$$

$$K = \frac{(15\rho^{-1} - 3\rho - 12\nu\rho)h^2}{a}$$

$$N = \frac{[30\rho^{-1} + 3(1 - \nu)\rho]h^2}{a}$$

$$Q = \frac{[15\rho^{-1} - 3(1 - \nu)\rho]h^2}{a}$$

$$T = [10\rho - 4(1 - \nu)\rho^{-1}]h^2$$

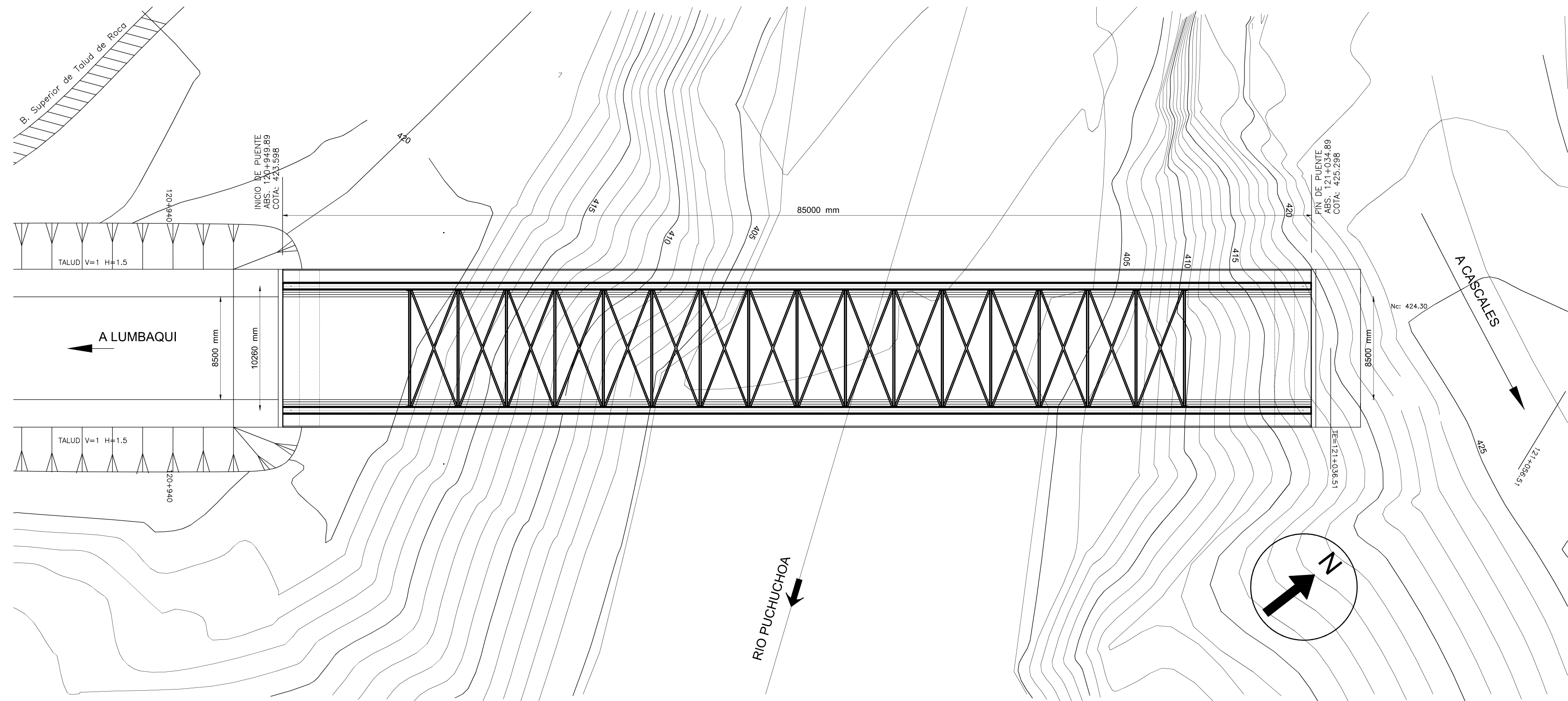
$$W = [10\rho^{-1} - 4(1 - \nu)\rho]h^2$$

$$Z = (15\nu h^2)$$

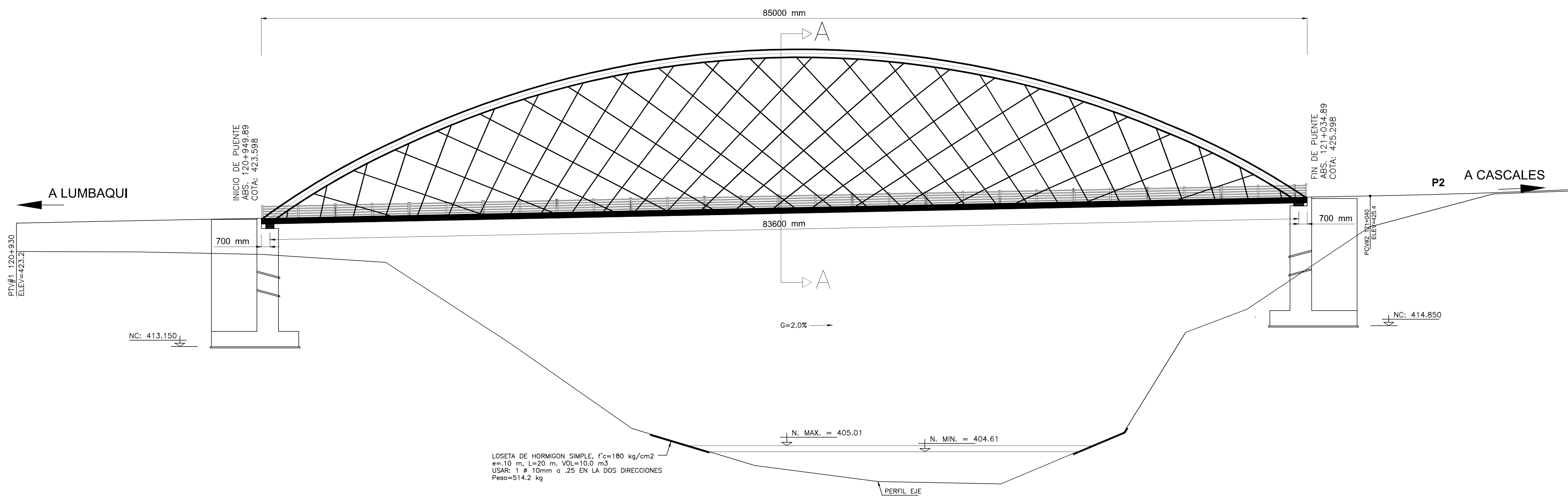
$$\rho^{-1} = \frac{b}{a}$$

Coeficientes de la matriz de rigidez [60]

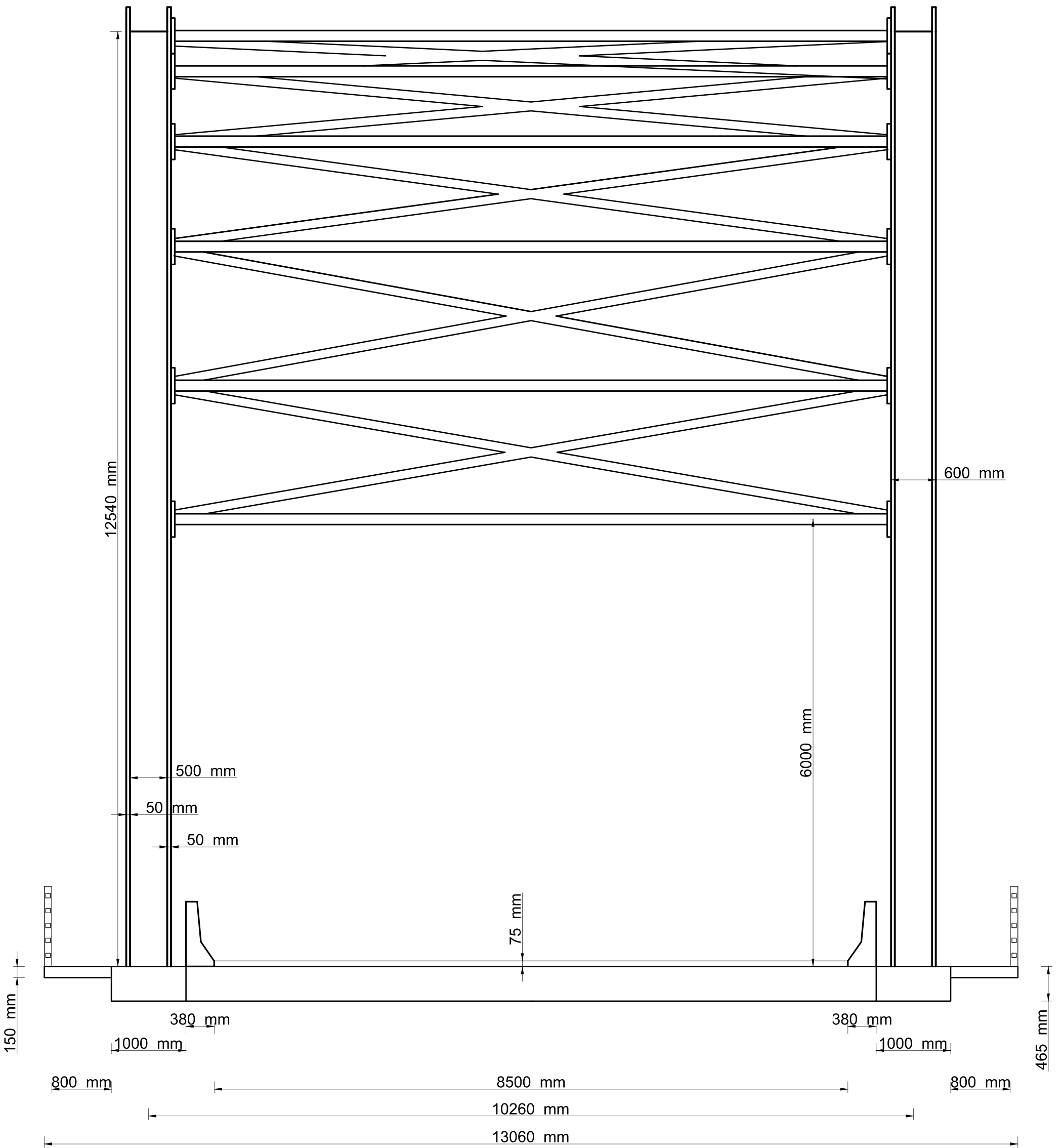
Anexo 9: Planos de construcción



PLANTA
ESCALA : 1:250

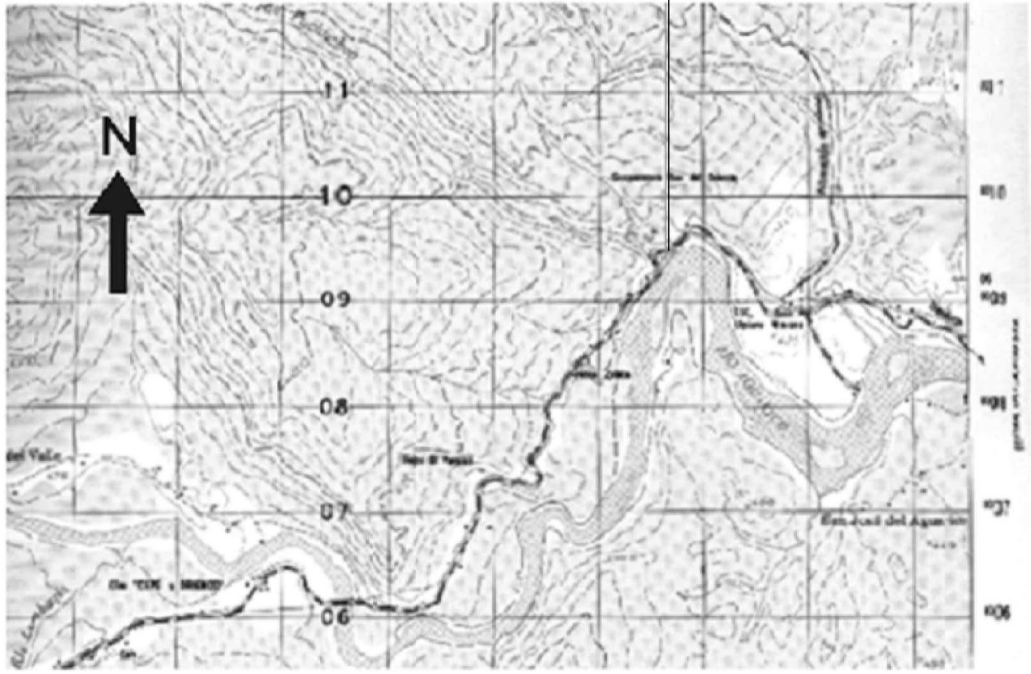


ELEVACION
ESCALA : 1:250



SECCION TRANSVERSAL CORTE A-A
ESCALA : 1:50

Puente sobre el río Puchuchoa



UBICACION

COTAS	PROYECTO	423.112	423.498	423.887	423.865	424.092	424.228	424.592	424.645	424.686	424.815	424.592
	CONTRAFLECHAS	0.000	0.053	0.094	0.122	0.139	0.145	0.139	0.122	0.094	0.053	0.000
	TERRENO	423.711	420.188	415.349	409.632	405.391	403.288	402.281	402.118	405.238	414.713	419.099
ABSCISA		120+560.60	120+698.96	120+867.32	120+975.81	120+984.04	120+992.40	121+000.76	121+009.12	121+017.48	121+025.84	121+034.20

ESPECIFICACIONES GENERALES DE DISEÑO

- Norma de diseño: AASHTO LRFD 2007
- Carga Móvil: HL-93
- Hormigón estructural en tablero y aceras: $f_c = 50$ MPa
- Hormigón estructural vigas de borde $f_c = 60$ MPa
- Hormigón estructural protecciones laterales vehiculares = 30 MPa
- Acero de refuerzo en barras $f_y = 4200$ Kg/cm²
- Acero estructural del arco: tipo IN ASTM A572 G-50 $f_y = 344.86$ MPa
- Acero estructural de protecciones laterales peatonales: ASTM A500 G-B $f_y = 268$ MPa
- Acero estructural de los travesaños: ASTM A500 G-A $f_y = 268$ MPa
- Acero estructural de las diagonales: AISI-SAE 1020 $f_y = 205$ MPa
- Cables de los tirantes y de presfuerzo de vigas de borde: Norma: ASTM A416
- Número de alambres por cable: 7
- Grado 1860 Cable N°15 Diámetro: 15,24 mm Area de cada cable: 140 mm²
- Apoyos fijos : apoyo tipo caja circular
- Apoyos móviles : apoyo de neopreno rectangular
- Capa de rodadura : material bituminoso 75 mm
- Pendiente longitudinal del puente : 2 %
- Norma de soldadura : AWS
- Todas las especificaciones de diseño deben ser comprobadas mediante ensayos de laboratorio

UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR

PROYECTO DE GRADUACION:
Diseño Preliminar de la superestructura de un puente en Arco Alirantado tipo Network sobre el río Puchuchoa

Alumno: Rodrigo Napoleón Castillo Pérez

Tutora del proyecto de graduación:
Dra. Ing. Teresa Ayabaca

Ubicación: Carretera Baeza - Nueva Loja

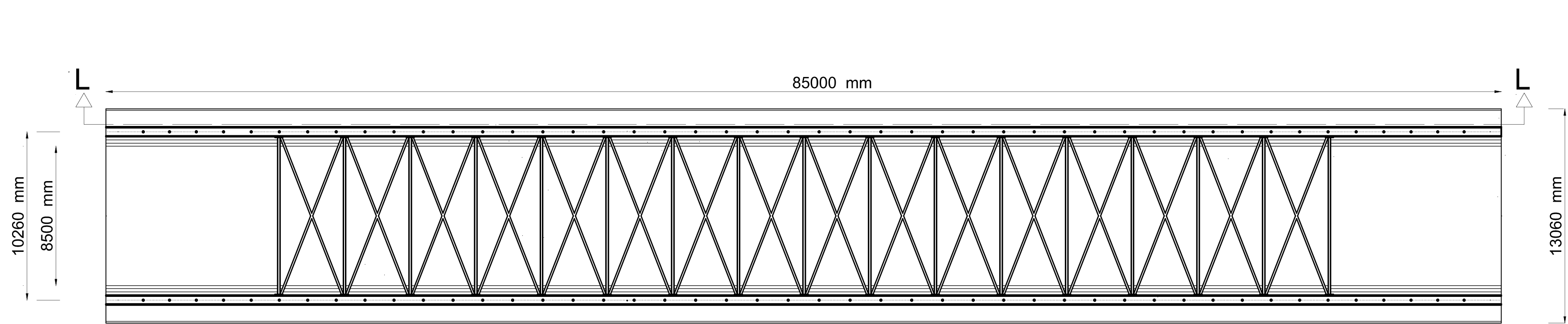
Fecha: Octubre 2013

Escalas: Indicadas

Contiene: Ubicación
Planta,Elevación y,
Sección Transversal.

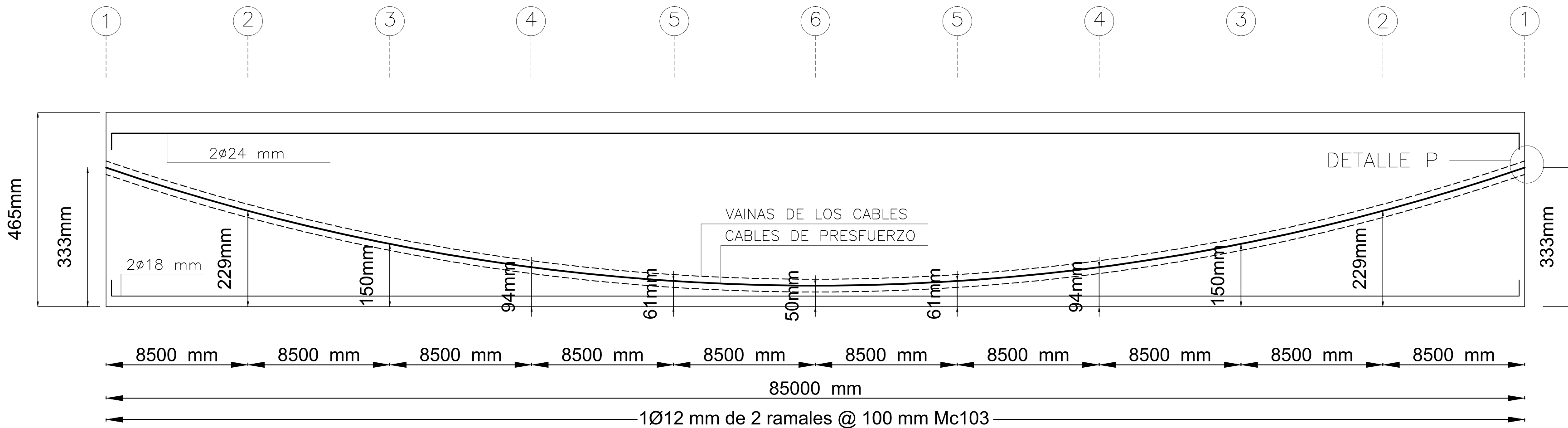
1/5

2/5



PLANTA DEL PUENTE

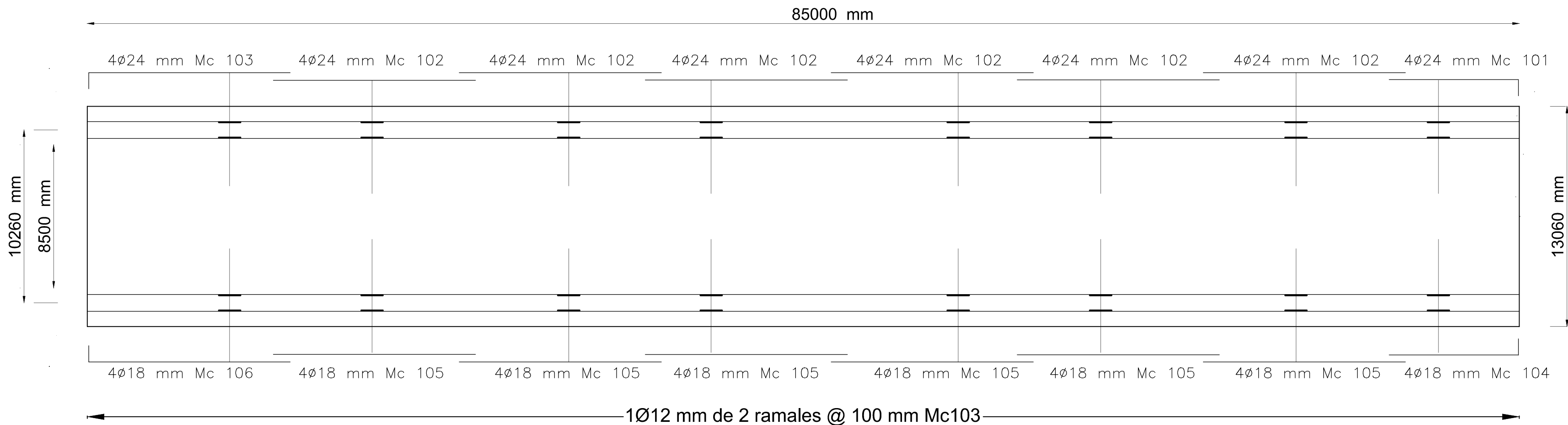
ESCALA : 1:200



CORTE L-L

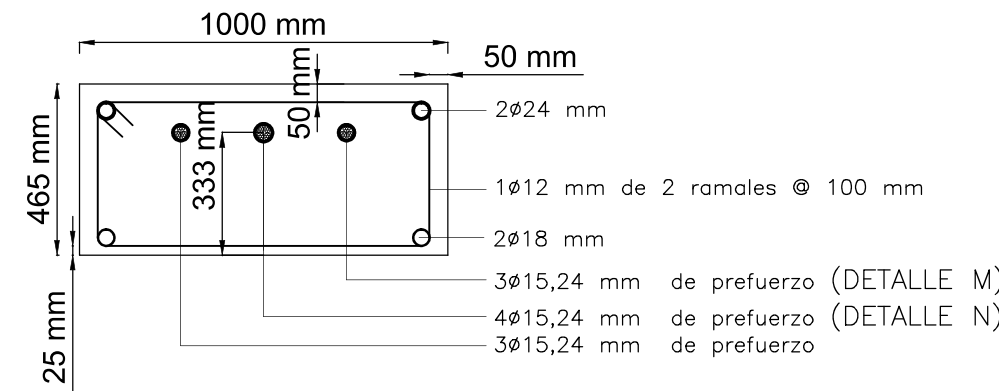
ESCALA HORIZONTAL: 1:200

ESCALA VERTICAL: 1:8



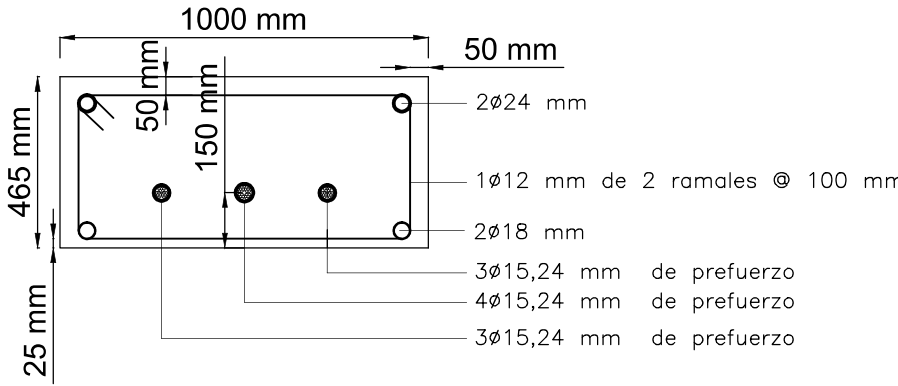
ARMADURA DE LAS VIGAS DE BORDE

ESCALA : 1:200



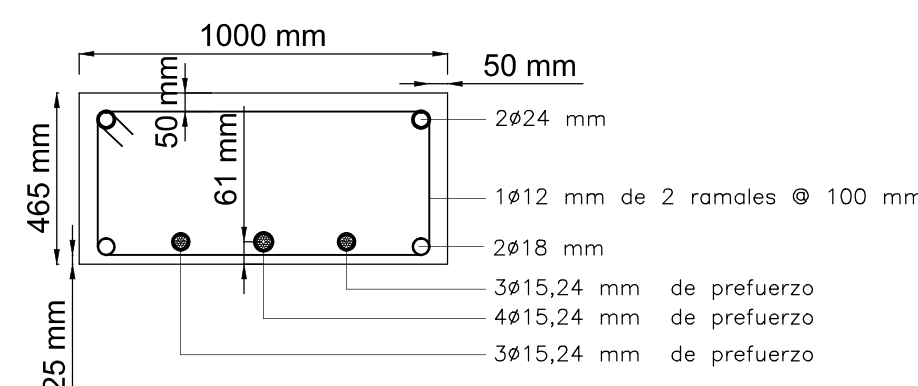
SECCION 1-1

ESCALA : 1:20



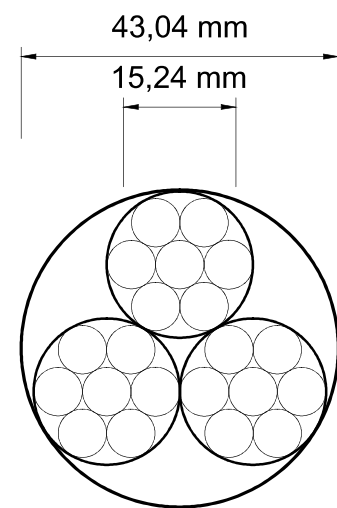
SECCION 3-3

ESCALA : 1:20



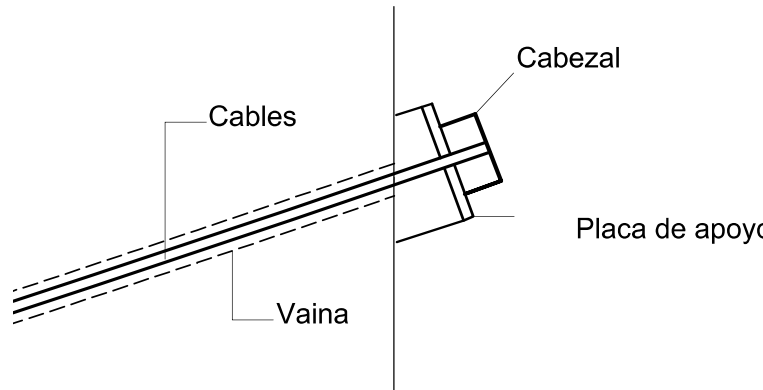
SECCION 5-5

ESCALA : 1:20

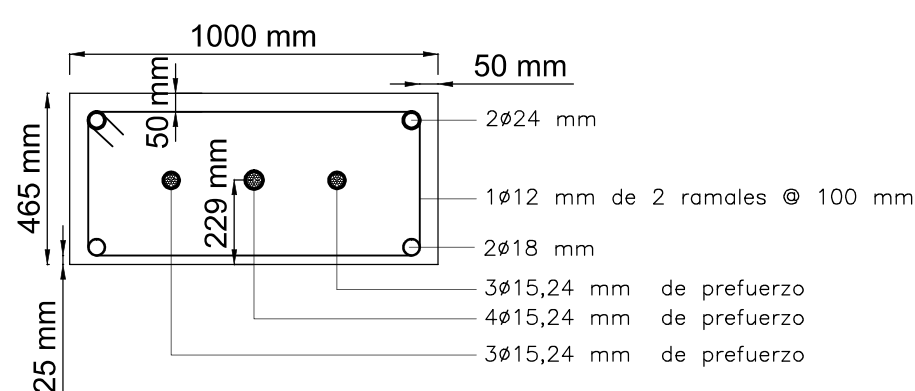


DETALLE M

ESCALA : 1:1

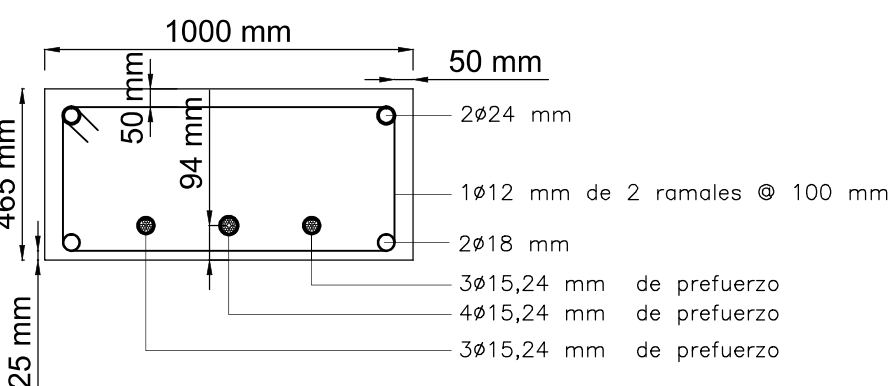


DETALLE P (Por diseñar)



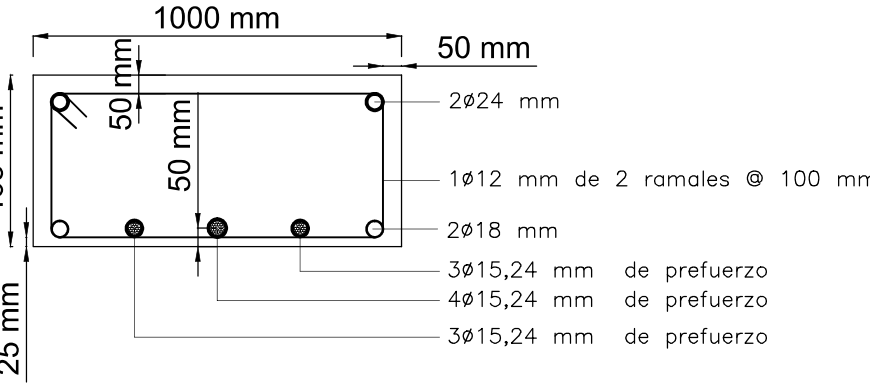
SECCION 2-2

ESCALA : 1:20



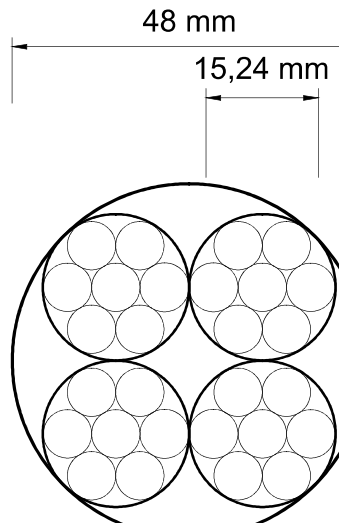
SECCION 4-4

ESCALA : 1:20



SECCION 6-6

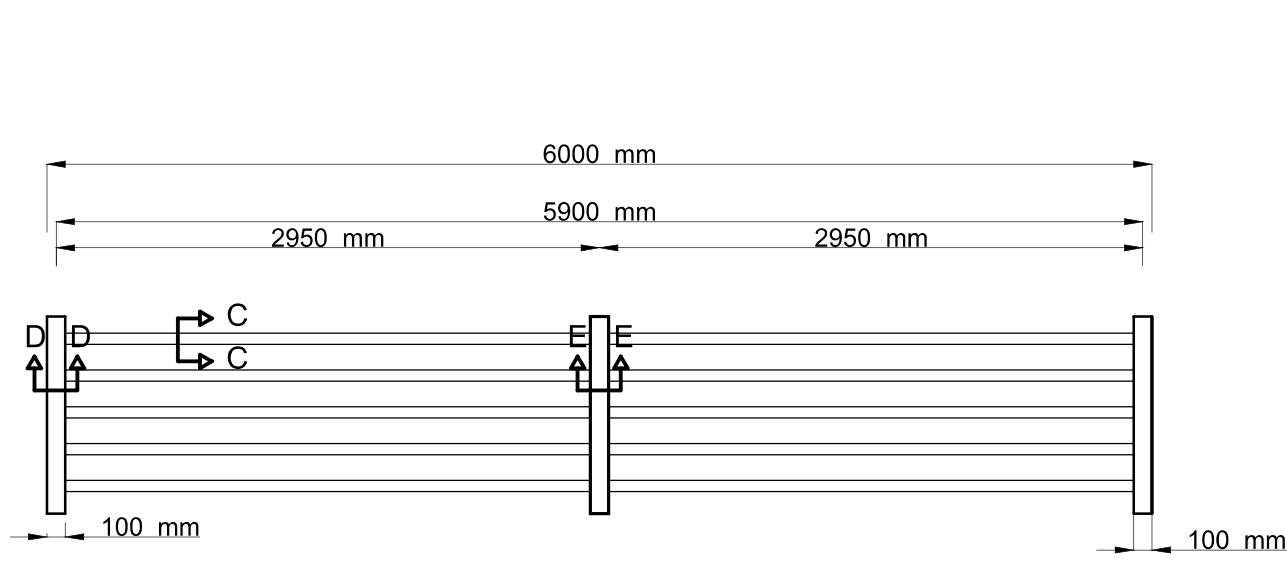
ESCALA : 1:20



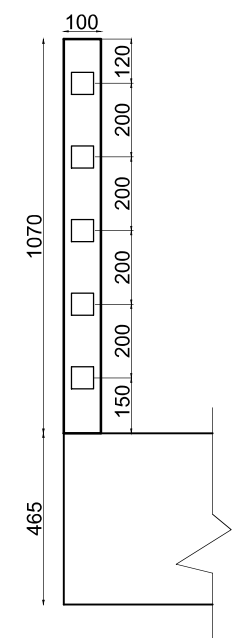
DETALLE N

ESCALA : 1:1

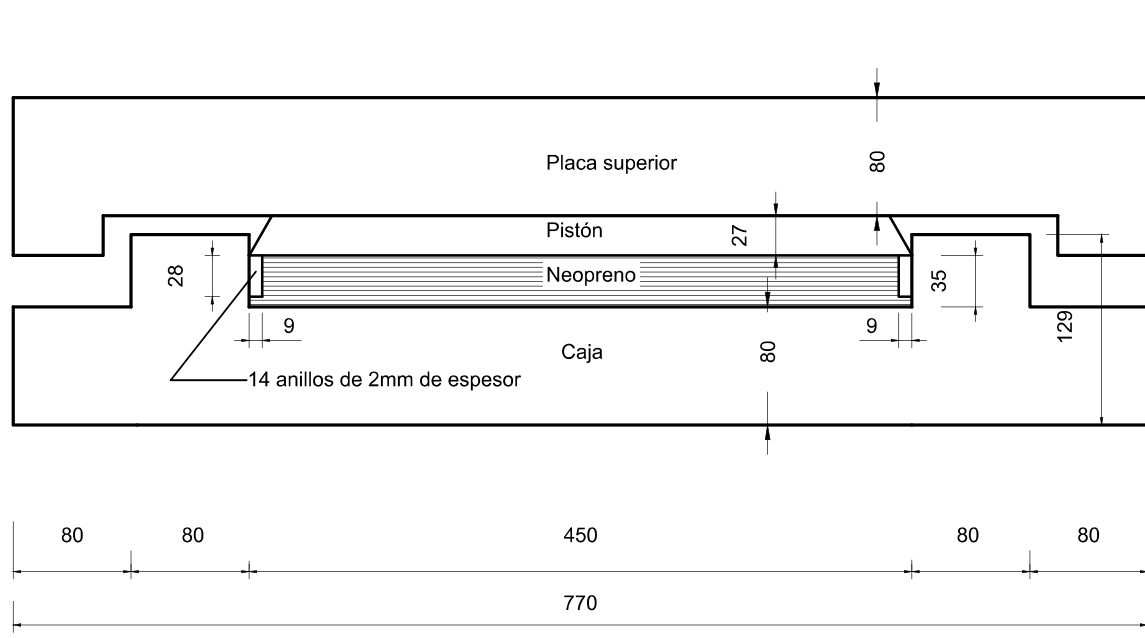
PLANILLA DE ACEROS											
<div><div><div>a</div><div>b</div></div><div>TIPO L</div></div> <div><div><div>a</div><div>b</div></div><div>TIPO I</div></div> <div><div><div>a</div><div>b</div></div><div>TIPO O</div></div>											
VIGAS DE BORDE											
Mc	TIPO	a	b	R ²	VIGAS DE BORDE		LONG. TOTAL	PESO	PESO	Nº	VAB
					DESAGR	TOTAL					
303	L	24	4	4730	960	7670	90480	0.0085	318.330	3	
303	I	24	12	12000		13000	144000	0.0085	554.882	12	
303	L	24	4	11960	40	12000	48000	0.0085	184.944	4	
304	L	28	4	4730	960	7670	90480	0.0085	42.360	3	
305	I	28	12	12000		13000	144000	0.0085	288.000	12	
306	L	28	4	11960	40	12000	48000	0.0085	96.000	4	
307	O	32	12	12000	390	900	4520000	0.0089	4015.536	377	
RESUMEN DE MATERIALES											
Peso de acero de refuerzo : 5319 Kg											
Longitud de cables de prefuerzo : 1731120 mm											
Hormigón en vigas de borde : 79,05 m3											
Esfuerzo a aplicar en los cables											
Pio = 1249,53 N/mm2											
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR											
PROYECTO DE GRADUACION: Diseño Preliminar de la superestructura de un puente en Arco Alirantado tipo Network sobre el río Puchuchoa											
Alumno: Rodrigo Napoleón Castillo Pérez											
Tutora del proyecto de graduación: Dra. Ing. Teresa Ayabaca											
Ubicación: Carretera Baeza - Nueva Loja											
Fecha: Octubre 2013						Escala: Indicadas					
Contiene: Planta del puente, Vigas de borde, Ubicación de cables de prefuerzo, Secciones transversales y detalles.						Lámina: 3/5					



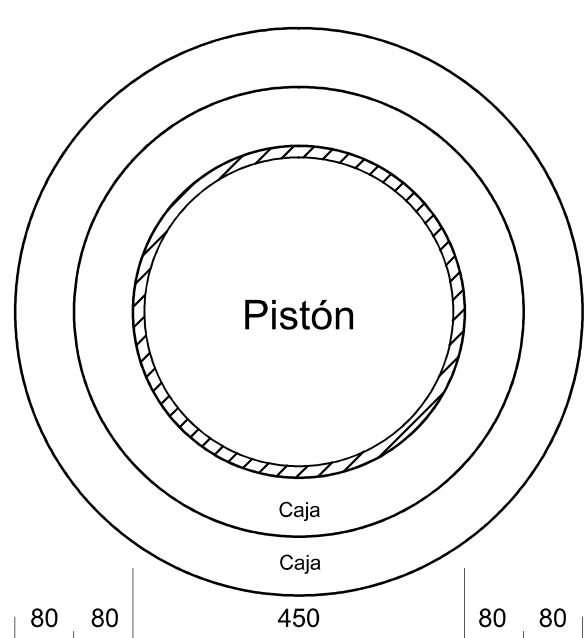
PROTECCIONES LATERALES PEATONALES
ESCALA : 1:40



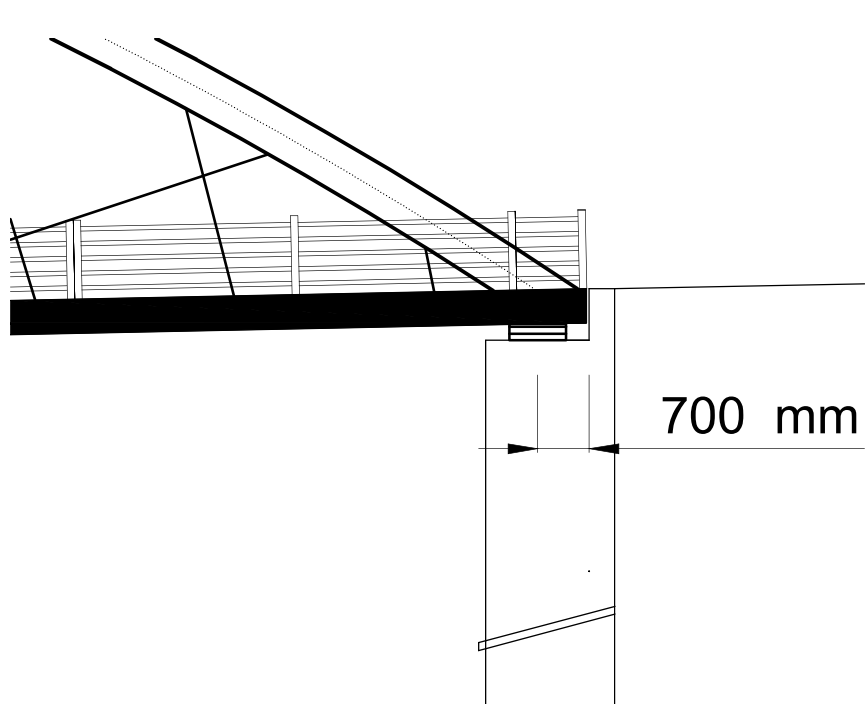
ELEVACION POSTES (mm)
ESCALA : 1:20



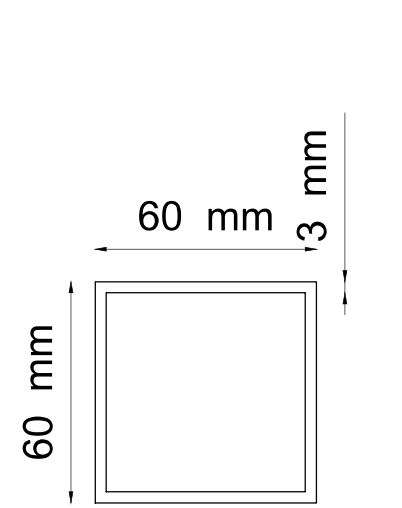
ELEVACION APARATO DE APOYO FIJO (mm)
NEOPRENO DUREZA 60
ESCALA : 1:5



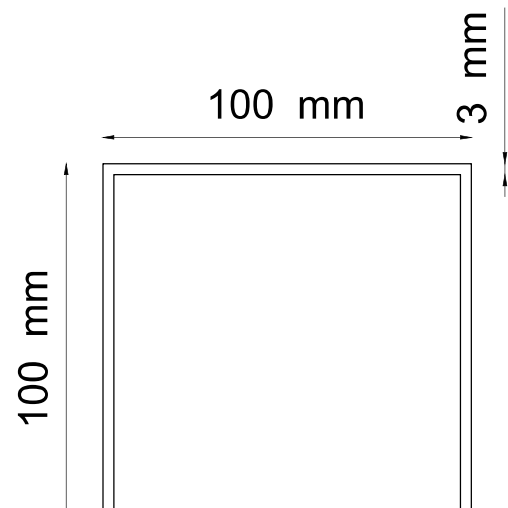
PLANTA APARATO DE APOYO FIJO (mm)
NEOPRENO DUREZA 60
ESCALA : 1:10



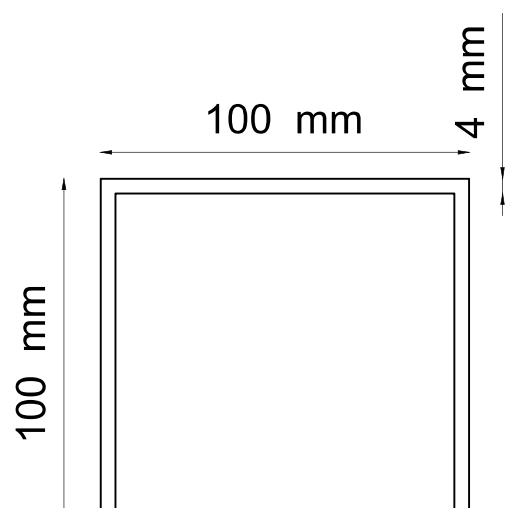
UBICACION DEL APARATO DE APOYO FIJO (mm)
NEOPRENO DUREZA 60
ESCALA : 1:100



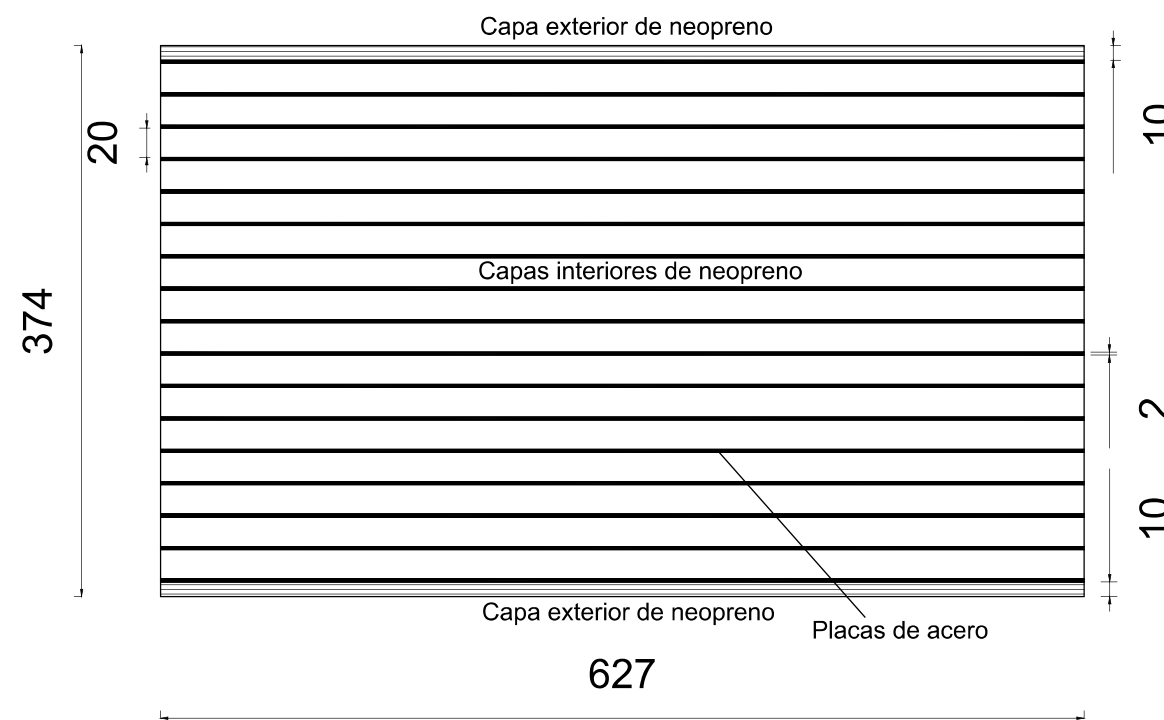
CORTE C - C
ESCALA : 1:2



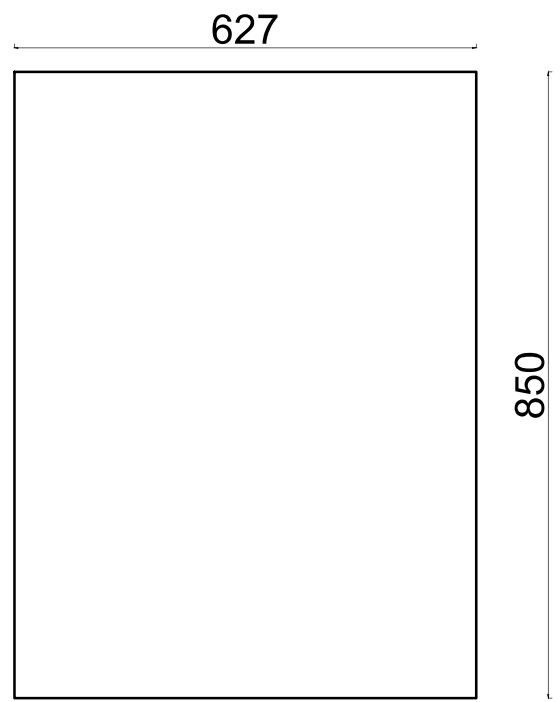
CORTE D - D
ESCALA : 1:2



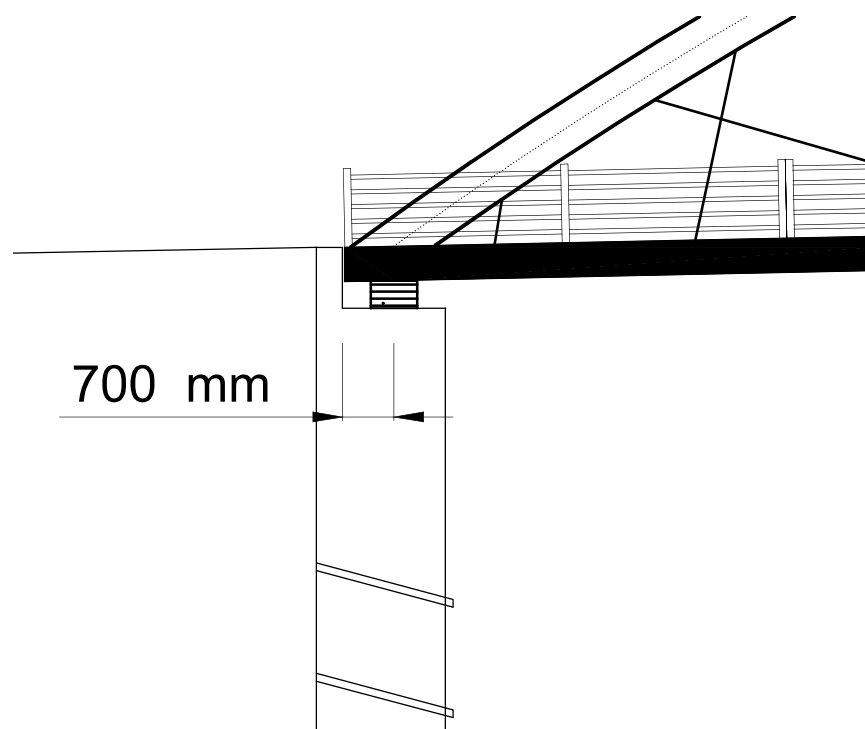
CORTE E - E
ESCALA : 1:2



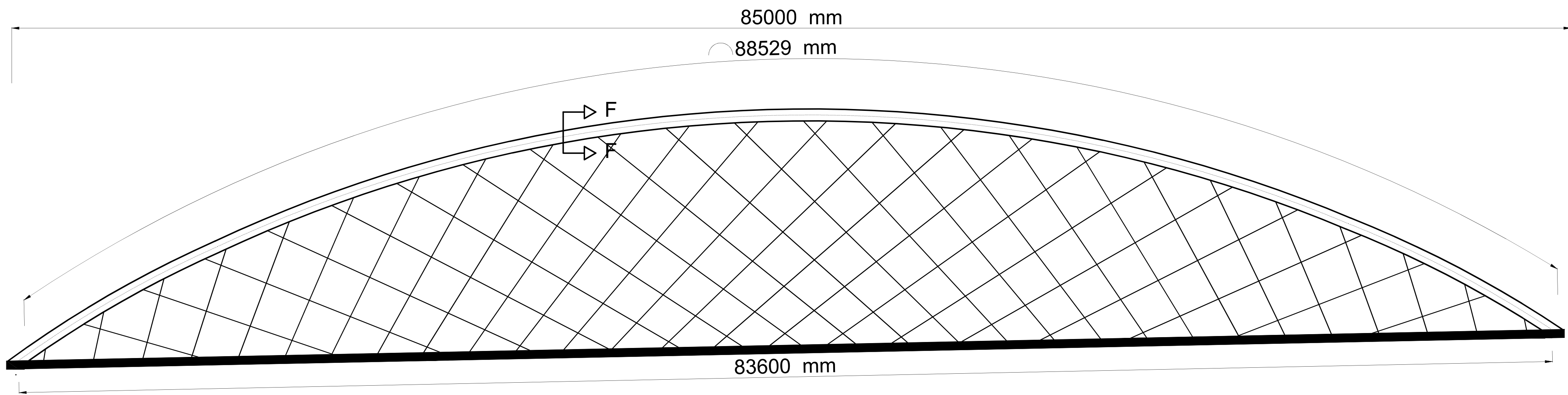
ELEVACION APARATO DE APOYO MOVIL (mm)
NEOPRENO DUREZA 60
ESCALA : 1:5



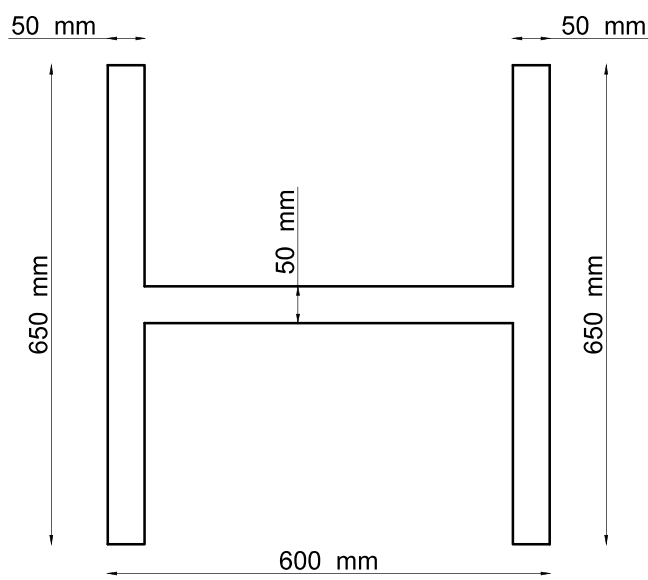
PLANTA APARATO DE APOYO MOVIL (mm)
NEOPRENO DUREZA 60
ESCALA : 1:10



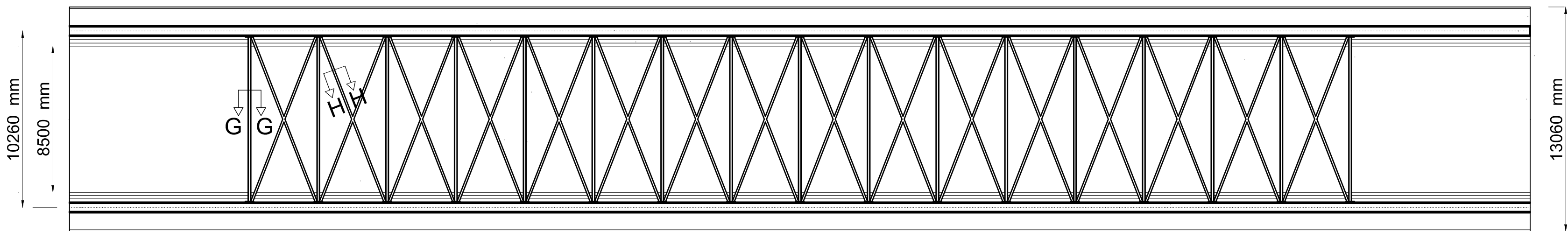
UBICACION DEL APARATO DE APOYO MOVIL (mm)
NEOPRENO DUREZA 60
ESCALA : 1:100



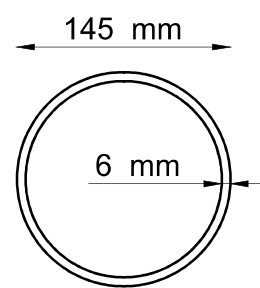
ELEVACION DEL ARCO
ESCALA : 1:150



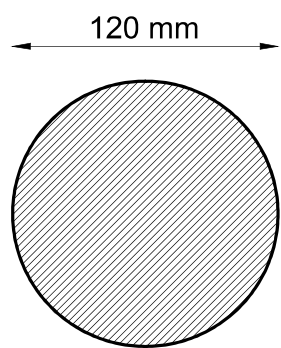
CORTE F - F
ESCALA : 1:10




PLANTA DEL PUENTE
ESCALA : 1:200

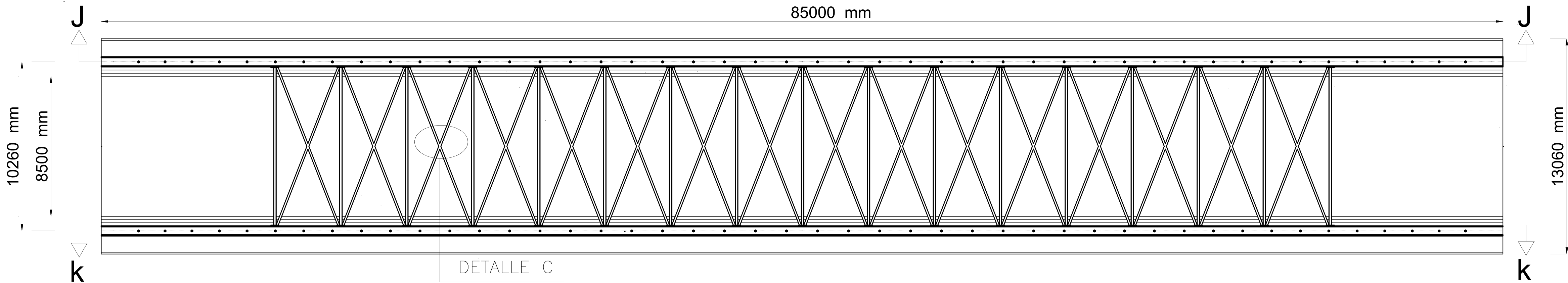


CORTE G - G
ESCALA : 1:5

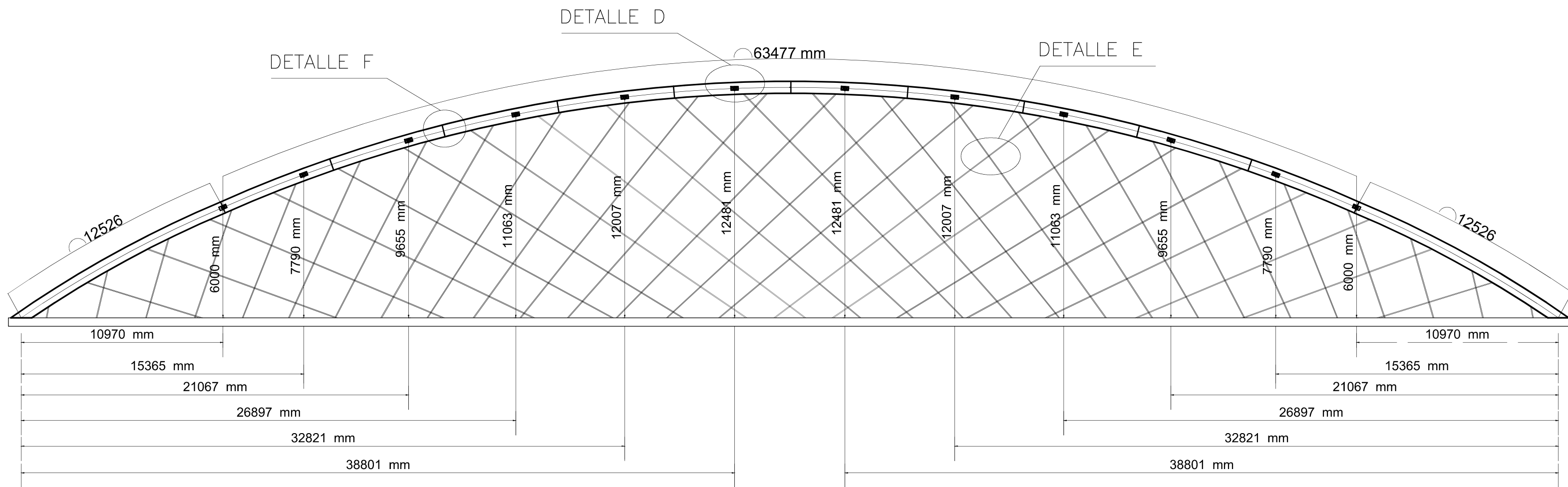


CORTE H - H
ESCALA : 1:5

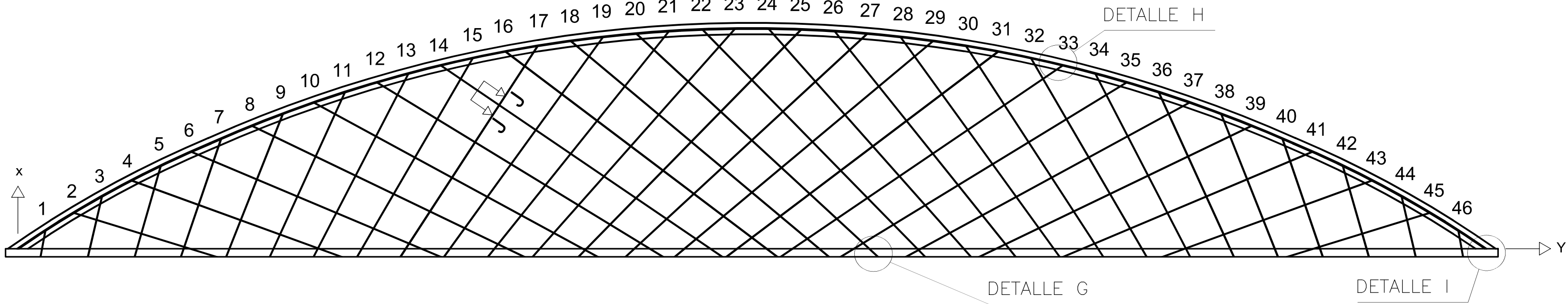
RESUMEN DE MATERIALES	
Protecciones laterales peatonales	
Longitud total de postes: 92020 mm Peso total de postes: 4,19 kN	
Longitud total de pasamanos: 831600 mm Peso total de pasamanos: 22,47 kN	
Aparatos de Apoyo	
Aparatos de apoyo Fijos: 2 apoyos tipo caja Aparatos de apoyo Móviles: 2 apoyos de neopreno tipo placa plana rectangular	
Arcos de Acero	
Longitud : 177058 m Peso: 1023 kN	
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR	
PROYECTO DE GRADUACION: Diseño Preliminar de la superestructura de un puente en Arco Alirantado tipo Network sobre el río Puchucha	
	Alumno: Rodrigo Napoleón Castillo Pérez
	Tutora del proyecto de graduación: Dra. Ing. Teresa Ayabaca
	Ubicación: Carretera Baeza - Nueva Loja
Fecha: Octubre 2013	Escalas: Indicadas
Contiene: Planta del puente, Elevación del puente, Protecciones L. peatonales, Aparatos de apoyo y Cortes.	Lámina: 4/5



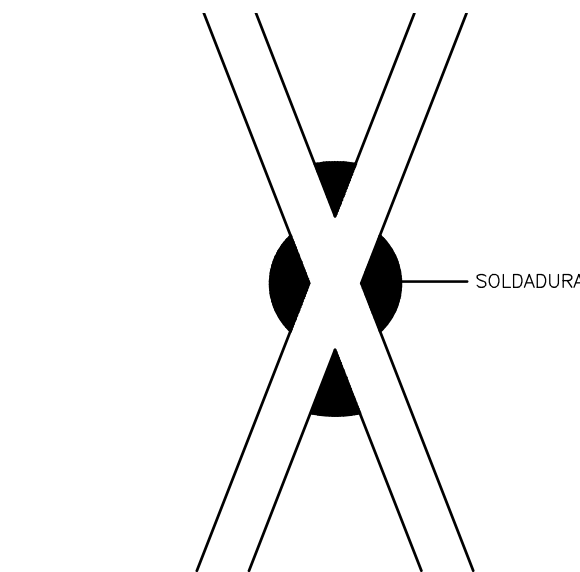
PLANTA DEL PUENTE
ESCALA : 1:150



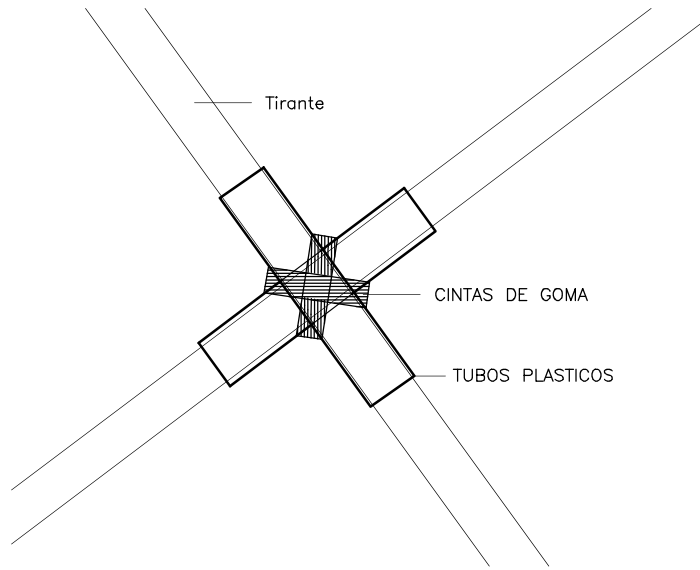
UBICACION DE LOS TRAVESAÑOS Y DIAGONALES CORTE K-K
ESCALA : 1:200



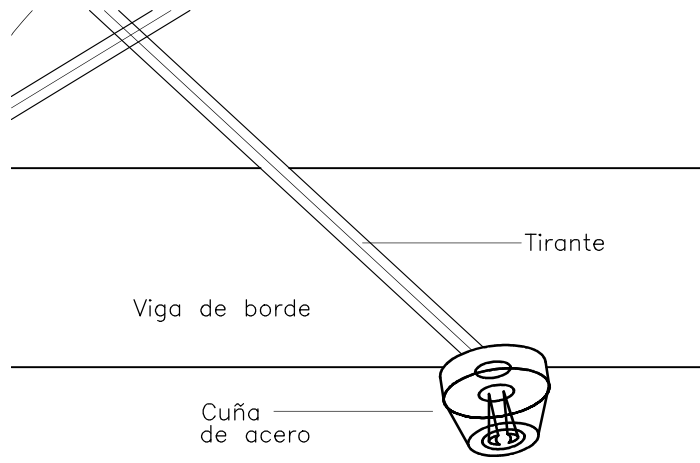
UBICACION DE LOS TIRANTES CORTE J-J
ESCALA : 1:200



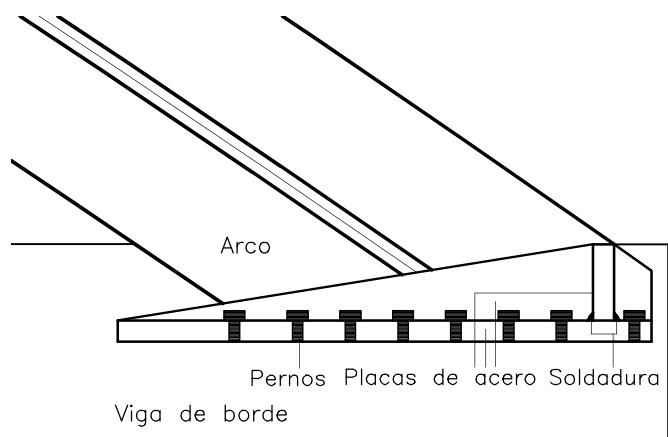
DETALLE C (por diseñar)
CONEXION ENTRE DIAGONALES



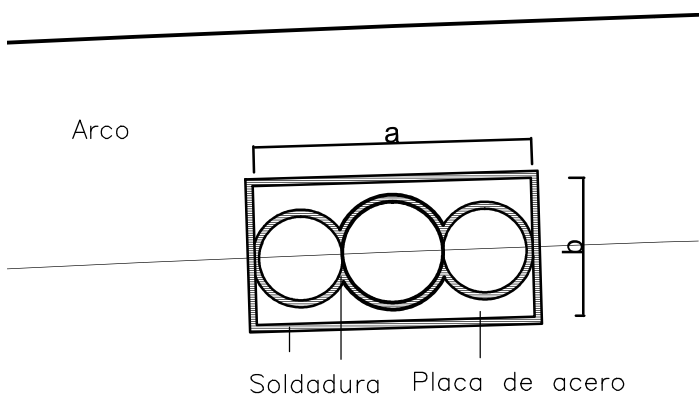
DETALLE E (por diseñar)
CONEXION ENTRE TIRANTES



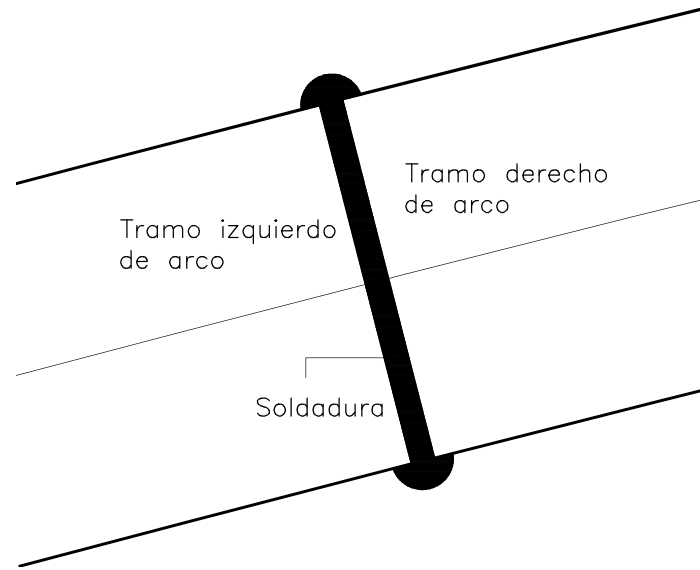
DETALLE G (por diseñar)
CONEXION TIRANTES - VIGA DE BORDE



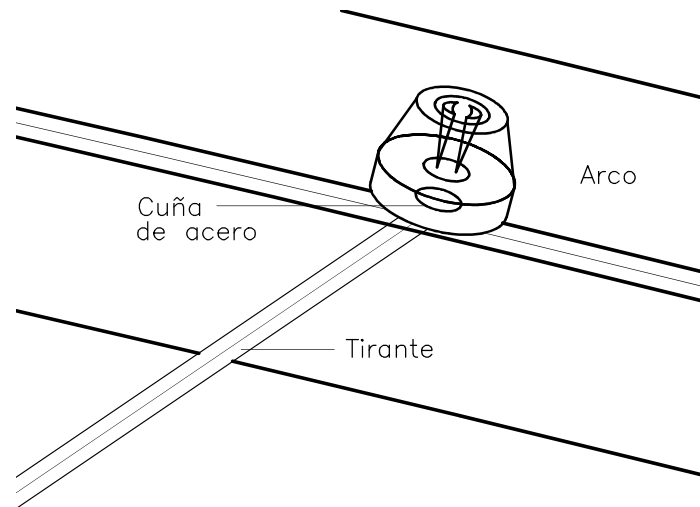
DETALLE I (por diseñar)
CONEXION ARCO - TABLERO



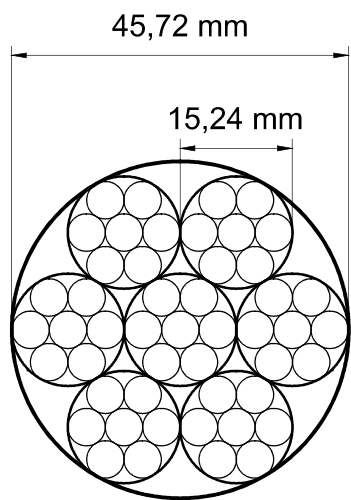
DETALLE D (por diseñar)
CONEXION ARCO-ARRIOSTRAMIENTOS



DETALLE F (por diseñar)
CONEXION ARCO - ARCO




DETALLE H (por diseñar)
CONEXION ARCO - TIRANTES



CORTE J-J
ESCALA : 1:1

Tirante	Coordenadas de los Tirantes			
	En el arco		En la viga de borde	
	x (mm)	y (mm)	x (mm)	y (mm)
1	1568	1045	1377	0
2	3167	2042	9782	0
3	4798	2988	4099	0
4	6457	3884	17129	0
5	8142	4727	6787	0
6	9853	5518	22954	0
7	11581	6268	9442	0
8	13318	6996	27867	0
9	15073	7681	12019	0
10	16844	8326	32156	0
11	18630	8919	14561	0
12	20430	9473	35976	0
13	22245	9979	17080	0
14	24063	10441	39428	0
15	25908	10858	19586	0
16	27754	11230	42629	0
17	29610	11555	22091	0
18	31472	11834	45629	0
19	33341	12067	24608	0
20	35216	12254	48478	0
21	37094	12394	27152	0
22	39067	12487	51213	0
23	40858	12534	29738	0
24	42742	12534	53862	0
25	44625	12487	32387	0
26	46506	12394	56448	0
27	48384	12254	35122	0
28	50259	12067	58992	0
29	52128	11834	37971	0
30	53990	11555	61509	0
31	55846	11230	40971	0
32	57692	10858	64014	0
33	59529	10441	44136	0
34	61355	9979	66520	0
35	63164	9473	47632	0
36	64969	8919	69039	0
37	66745	8326	51444	0
38	68527	7681	71581	0
39	70282	6996	55733	0
40	72019	6268	74158	0
41	73747	5518	60646	0
42	75458	4727	76809	0
43	77143	3884	66482	0
44	78802	2988	79501	0
45	80433	2042	73818	0
46	82032	1045	82222	0

RESUMEN DE MATERIALES	
Longitud total de tirantes: 1168544 mm	
Peso total de cables: 88,15 kN	
Norma: ASTM A416	
Número de alambres por cable: 7	
Grado: 1860	
Cable N°15	
Diámetro: 15,24 mm	
Área de cada cable: 140 mm²	
Longitud total de los arcos: 177058 mm	
Peso total de los arcos = 1023 kN	
Longitud total de las diagonales: 259140 mm	
Peso total de las diagonales = 207,18 kN	
Longitud total de los Travesaños = 123120 mm	
Peso total de los travesaños: 24,83 kN	
UNIVERSIDAD CENTRAL DEL ECUADOR	
PROYECTO DE GRADUACION: Diseño Preliminar de la superestructura de un puente en Arco Atirantado tipo Network sobre el río Puchucha	
	
Alumno: Rodrigo Napoleón Castillo Pérez	
Tutora del proyecto de graduación: Dra. Ing. Teresa Ayabaca	
Ubicación: Carretera Baeza - Nueva Loja	
Fecha: Octubre 2013	Escalas: Indicadas
Contiene: Planta del puente, Elevación Puente, Travesaños, diagonales, tirantes, Detalles de conexiones.	Lámina: 5/5